4 A. civ. 44 g. III-1

<36620202970017

<36620202970017

Bayer. Staatsbibliothek

4° A. civ. 44 g
4 A. civ. 44 g, III-1

HANDBUCH

DER

ARCHITEKTUR.

Unter Mitwirkung von Fachgenoffen

herausgegeben von

Oberbaurath Profeſſor **Joſef Durm**
in Karlsruhe,

Baurath Profeſſor **Hermann Ende**
in Berlin,

und

Profeſſor Dr. **Eduard Schmitt**
in Darmſtadt

Profeſſor **Heinrich Wagner**
in Darmſtadt.

Dritter Theil.

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

1. Band:

Conſtructions-Elemente
in
Stein, Holz und Eiſen.

Von Profeſſor **Barkhauſen** in Hannover, Baurath Profeſſor Dr. **Heinzerling** in Aachen und Profeſſor **Marx** in Darmſtadt.

Fundamente.

Von Profeſſor Dr. **Schmitt** in Darmſtadt.

Mit 747 in den Text eingedruckten Abbildungen, ſo wie 1 in den Text eingeheſteten Tafel.

Das Recht der Ueberſetzung in fremde Sprachen bleibt vorbehalten.

DARMSTADT 1886.
J. PH. DIEHL'S VERLAG.
ARNOLD BERGSTRÄSSER.

Jeder Band bildet ein für ſich abgeſchloſſenes Ganze und iſt einzeln käuflich.

H 122 D
15 —

Das „Handbuch der Architektur“ zerfällt in folgende Theile:

Erster Theil.

ALLGEMEINE HOCHBAUKUNDE.

Einleitung. (Theoretiſche und hiſtoriſche Ueberſicht.)

Bearbeiter: Director Dr. ESSENWEIN in Nürnberg.

I. Abth. Die Technik der wichtigeren Bauſtoffe.

Bearbeiter: Hofrath Profeſſor Dr. EXNER in Wien, Profeſſor HAUENSCHILD in Aarau und Adjunct LAUBÖCK in Wien.

Conſtructionsmaterialien: Stein. Keramiſche Erzeugniſſe. Die Mörtel und ihre Grundſtoffe. Beton. Holz. Eiſen und Stahl. — Materialien des Ausbaues: Verſchiedene Metalle. Bituminöſe Bauſtoffe. Sonſtige Bauſtoffe.

II. Abth. Die Statik der Hochbau-Conſtructionen.

Bearbeiter: Profeſſor LANDSBERG in Darmſtadt.

Elemente der Feſtigkeitslehre. — Stützen und Träger. — Dachſtühle. — Gewölbe.

III. Abth. Die Bauformen.

Bearbeiter: Profeſſor A. THIERSCH in München.

Elementare Bauformen. — Formen der Hauptglieder eines Baues. — Verſchiedene andere Bautheile.

Anhang: Das Ornament. — Die Verwendung der Farbe in der Baukunſt.

Bearbeiter: Architekt LINNEMANN in Frankfurt a. M.

BIBLIOTHECA REGIA MONACENSIS

Zweiter Theil.

BAUSTILE.

Hiſtoriſche und techniſche Entwickelung.

I. Abth. Die antike Baukunſt.

Bearbeiter: Oberbaurath Profeſſor DURM in Karlsruhe, Director Dr. ESSENWEIN in Nürnberg.

Die Baukunſt der Griechen. — Die Baukunſt der Etrusker. — Die Baukunſt der Römer. — Die altchriſtliche Baukunſt.

II. Abth. Die mittelalterliche Baukunſt.

Bearbeiter: Director Dr. ESSENWEIN in Nürnberg, Architekt FRANZ-PASCHA in Cairo.

Die Baukunſt des Islam. — Die romaniſche Baukunſt. — Die gothiſche Baukunſt.

III. Abth. Die Baukunſt der Renaiſſance.

Bearbeiter: Oberbaurath Profeſſor DURM in Karlsruhe, Architekt v. GEYMÜLLER in Paris, Architekt LINNEMANN in Frankfurt a. M., Profeſſor WAGNER in Darmſtadt.

Die Renaiſſance in Italien. — Die Renaiſſance in Frankreich. — Die Renaiſſance in Deutſchland. — Die Renaiſſance in England.

IV. Abth. Die Baukunſt der Gegenwart.

Bearbeiter: Profeſſor DAMIANI-ALMEYDA in Palermo, Oberbaurath Profeſſor DURM in Karlsruhe, Architekt STRONG in London, Profeſſor WAGNER in Darmſtadt.

Deutſchland und Oeſterreich. — Frankreich. — England. — Italien.

Dritter Theil.

HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

I. Abth. Conſtructions-Elemente.

Bearbeiter: Profeſſor BARKHAUSEN in Hannover, Baurath Profeſſor Dr. HEINZERLING in Aachen, Profeſſor MARX in Darmſtadt.

Conſtructions-Elemente in Stein. — Conſtructions-Elemente in Holz. — Conſtructions-Elemente in Eiſen.

[Fortſetzung auf der 3. Seite des Umſchlages.]

BAYERISCHE
STAATS-
BIBLIOTHEK
MÜNCHEN

HANDBUCH

DER

ARCHITEKTUR.

Unter Mitwirkung von Fachgenoffen

herausgegeben von

Oberbaurath Profeſſor **Joſef Durm**
in Karlsruhe,

Baurath Profeſſor **Hermann Ende**
in Berlin,

und

Profeſſor Dr. **Eduard Schmitt**
in Darmſtadt

Profeſſor **Heinrich Wagner**
in Darmſtadt.

Dritter Theil:

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

1. Band:

Conſtructions-Elemente
in
Stein, Holz und Eiſen.

Fundamente.

J. PH. DIEHL'S VERLAG IN DARMSTADT.
ARNOLD BERGSTRÄSSER.
1886.

DIE

HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

DES

HANDBUCHES DER ARCHITEKTUR

DRITTER THEIL.

---

1. Band:

Conſtructions-Elemente in Stein.

Von **Erwin Marx,**
Profeſſor an der techniſchen Hochſchule zu Darmſtadt.

Conſtructions-Elemente in Holz.

Von Dr. **Friedrich Heinzerling,**
Königl. Baurath und Profeſſor an der techniſchen Hochſchule zu Aachen.

Conſtructions-Elemente in Eiſen.

Von **G. Barkhauſen,**
Profeſſor an der techniſchen Hochſchule zu Hannover.

Fundamente.

Von Dr. **Eduard Schmitt,**
Profeſſor an der techniſchen Hochſchule zu Darmſtadt.

Mit 747 in den Text eingedruckten Abbildungen, ſo wie 1 in den Text eingehefteten Tafel.

DARMSTADT 1886.
J. PH. DIEHL'S VERLAG.
ARNOLD BERGSTRÄSSER.

Das Recht der Ueberſetzung in fremde Sprachen bleibt vorbehalten.

BIBLIOTHECA
REGIA
MONACENSIS

Zink-Hochätzungen aus der photo-chemigr.-art. Anſtalt von C. Angerer & Göschl in Wien.
Die lithographirte Tafel aus der lithogr.-art. Anſtalt von Ferdinand Wirtz in Darmſtadt.
Druck von Gebrüder Kröner in Stuttgart.

BAYERISCHE
STAATS-
BIBLIOTHEK
MÜNCHEN

Vom

Handbuch der Architektur

iſt bis jetzt erſchienen:

I. Theil. **Allgemeine Hochbaukunde.**

1. Band, erſte Hälfte: Einleitung. (Theoretiſche und hiſtoriſche Ueberſicht.) Von Director Dr. *A. Eſſenwein* in Nürnberg. — Die Technik der wichtigeren Bauſtoffe. Von Hofrath Profeſſor Dr. *W. F. Exner* in Wien, Profeſſor *H. Hauenſchild* in Aarau und Adjunct *G. Lauböck* in Wien. (Preis: 8 Mark.)

1. Band, zweite Hälfte: Die Statik der Hochbau-Conſtructionen. Von Profeſſor *Th. Landsberg* in Darmſtadt. (Preis: 10 Mark.)

II. Theil. **Hiſtoriſche und techniſche Entwickelung der Bauſtile.**

1. Band: Die Baukunſt der Griechen. Von Oberbaurath Profeſſor *J. Durm* in Karlsruhe. (Preis: 16 Mark.)

2. Band: Die Baukunſt der Etrusker und der Römer. Von Oberbaurath Profeſſor *J. Durm* in Karlsruhe. (Preis: 20 Mark.)

III. Theil. **Hochbau-Conſtructionen.**

1. Band: Conſtructions-Elemente in Stein, Holz und Eiſen. Von Profeſſor *G. Barkhauſen* in Hannover, Baurath Profeſſor Dr. *F. Heinzerling* in Aachen und Profeſſor *E. Marx* in Darmſtadt. — Fundamente. Von Profeſſor Dr. *E. Schmitt* in Darmſtadt. (Preis: 15 Mark.)

4. Band: Künſtliche Beleuchtung der Räume. Von Profeſſor *Hermann Fiſcher* in Hannover. — Heizung und Lüftung der Räume. Von Profeſſor *Hermann Fiſcher* in Hannover. — Waſſerverſorgung der Gebäude. Von Baurath *B. Salbach* in Dresden. (Preis: 16 Mark.)

5. Band: Koch-, Spül-, Waſch- und Bade-Einrichtungen. Von Civilingenieur *Damcke* in Berlin, Profeſſor *Marx* in Darmſtadt und Profeſſor Dr. *Schmitt* in Darmſtadt. — Entwäſſerung und Reinigung der Gebäude; Ableitung des Haus-, Dach- und Hofwaſſers; Aborte und Piſſoirs; Entfernung der Fäcalſtoffe aus den Gebäuden. Von Baumeiſter *Knauff* in Berlin, Baurath *Salbach* in Dresden und Profeſſor Dr. *Schmitt* in Darmſtadt. (Preis: 18 Mark.)

6. Band: Sicherungen gegen Einbruch. Von Profeſſor *E. Marx* in Darmſtadt. — Anlagen zur Erzielung einer guten Akuſtik. Von Baurath *A. Orth* in Berlin. — Glockenſtühle. Von Geh. Finanzrath *Köpcke* in Dresden. — Sicherungen gegen Feuer, Blitzſchlag, Bodenſenkungen und Erderſchütterungen. Von Bauinſpector *E. Spillner* in Aachen. — Terraſſen und Perrons, Freitreppen und Rampen-Anlagen, Vordächer. Von Profeſſor *F. Ewerbeck* in Aachen. — Stützmauern, Behandlung der Trottoire und Hofflächen, Eisbehälter. Von Bauinſpector *E. Spillner* in Aachen. (Preis: 10 Mark.)

IV. Theil. **Entwerfen, Anlage und Einrichtung der Gebäude.**

1. Halbband: **Die architektonifche Compofition:**

Allgemeine Grundzüge. Von Profeffor *H. Wagner* in Darmftadt. — Die Proportionen in der Architektur. Von Profeffor *A. Thierfch* in München. — Die Anlage des Gebäudes. Von Profeffor *H. Wagner* in Darmftadt. — Die Geftaltung der äufseren und inneren Architektur. Von Profeffor *J. Bühlmann* in München. — Vorräume, Treppen-, Hof- und Saal-Anlagen. Von Profeffor *L. Bohnftedt* in Gotha und Profeffor *H. Wagner* in Darmftadt. (Preis: 16 Mark.)

3. Halbband: **Gebäude für landwirthfchaftliche und Approvifionirungs-Zwecke:**

Landwirthfchaftliche Gebäude und verwandte Anlagen (Ställe für Arbeits-, Zucht- und Luxuspferde, Wagen-Remifen; Geftüte und Marftall-Gebäude; Rindvieh-, Schaf-, Schweine- und Federviehftälle; Feimen, offene Getreidefchuppen und Scheunen; Magazine, Vorraths- und Handelsfpeicher für Getreide; gröfsere landwirthfchaftliche Complexe). Von Baurath *F. Engel* in Berlin und Profeffor Dr. *E. Schmitt* in Darmftadt.

Gebäude für Approvifionirungs-Zwecke (Schlachthöfe und Viehmärkte; Markthallen und Marktplätze; Brauereien, Mälzereien und Brennereien). Von Profeffor *A. Geul* in München, Stadt-Baurath *G. Oftboff* in Plauen i. V. und Profeffor Dr. *E. Schmitt* in Darmftadt. (Preis: 23 Mark.)

4. Halbband: **Gebäude für Erholungs-, Beherbergungs- und Vereinszwecke:**

Schank- und Speife-Locale, Kaffeehäufer und Reftaurants. Von Profeffor *H. Wagner* in Darmftadt. — Volksküchen und Speife-Anftalten für Arbeiter; Volks-Kaffeehäufer. Von Profeffor Dr. *E. Schmitt* in Darmftadt.

Oeffentliche Vergnügungs-Locale. Von Profeffor *H. Wagner* in Darmftadt. — Feftballen. Von Oberbaurath Profeffor *J. Durm* in Karlsruhe.

Hotels. Von Architekt *H. von der Hude* in Berlin. — Gafthöfe niederen Ranges, Schlafhäufer und Herbergen. Von Profeffor Dr. *E. Schmitt* in Darmftadt.

Baulichkeiten für Cur- und Badeorte (Cur- und Converfationshäufer; Trinkhallen, Wandelbahnen und Colonnaden). Von Architekt † *J. Mylius* in Frankfurt a. M. und Profeffor *H. Wagner* in Darmftadt.

Gebäude für Gefellfchaften und Vereine (Gebäude für gefellige Vereine, Clubhäufer und Freimaurer-Logen; Gebäude für gewerbliche und fonftige gemeinnützigen Vereine; Gebäude für gelehrte Gefellfchaften, wiffenfchaftliche und Kunftvereine). Von Profeffor Dr. *E. Schmitt* und Profeffor *H. Wagner* in Darmftadt.

Baulichkeiten für den Sport (Reit- und Rennbahnen; Schiefsftätten und Schützenhäufer; Kegelbahnen; Eis- und Rollfchlittfchuhbahnen etc.). Von Architekt *J. Lieblein* in Frankfurt a. M., Profeffor *R. Reinhardt* in Stuttgart und Profeffor *H. Wagner* in Darmftadt.

Sonftige Baulichkeiten für Vergnügen und Erholung (Panoramen; Orchefter-Pavillons; Stibadien und Exedren, Pergolen und Veranden; Gartenhäufer, Kioske und Pavillons). Von Oberbaurath Profeffor *Durm* in Karlsruhe, Architekt *J. Lieblein* in Frankfurt a. M. und Profeffor *H. Wagner* in Darmftadt. (Preis: 23 Mark.)

J. Ph. Diehl's Verlag in Darmftadt.

ARNOLD BERGSTRÄSSER.

Handbuch der Architektur.

III. Theil.

Hochbau-Conſtructionen.

1. Band.

INHALTS-VERZEICHNISS.

Seite

Vorwort 1

Literatur: Geſammtwerke über »Hochbau-Conſtructionen« 3

Grundſätze für die Conſtruction 4

Erſte Abtheilung:

Conſtructions-Elemente.

1. Abſchnitt:

Conſtructions-Elemente in Stein.

1. Kap. Stein-Conſtructionen im Allgemeinen 6

2. Kap. Steinverband 18

a) Steinverbände für Mauerwerke aus Backſteinen 19

1) Arten des Backſteinverbandes 22

2) Zuſammenſtoſs von Mauern unter rechtem Winkel 32

3) Zuſammenſtoſs von Mauern unter ſchiefem Winkel 36

4) Beliebige Mauerkörper mit rechtwinkeligen Ecken und Winkeln 42

5) Mauerkörper mit rechtwinkeligen Hohlräumen 48

6) Mauerkörper mit ſchiefen Ecken und Winkeln 53

7) Runde Mauerkörper 55

8) Bogenverband 58

b) Quaderverbände 60

c) Verbände für Mauern aus Bruchſteinen und Feldſteinen 63

d) Verbände für Mauern aus gemiſchtem Mauerwerk 65

Seite

3. Kap. Steinverbindung 70
a) Verbindung der Steine durch Bindemittel 70
b) Verbindung der Steine durch beſondere Formung der Fugenflächen 77
c) Verbindung der Steine durch beſondere Hilfsſtücke 82
Literatur: Bücher über »Conſtructions-Elemente in Stein« und »Mauerwerkskunde«, ſo wie über »Steinhauerarbeit« und »Steinſchnitt« 89

2. Abſchnitt:

Conſtructions-Elemente in Holz.

1. Kap. Holzverbände 91
a) Befeſtigungsmittel 94
1) Befeſtigungsmittel aus Holz 94
2) Befeſtigungsmittel aus Eiſen 95
b) Holzverbände 97
1) Verlängerung der Verbandſtücke (Balken) 97
2) Verbreiterung der Verbandſtücke (Bretter und Bohlen) 98
3) Verſtärkung der Verbandſtücke (Balken) 99
4) Winkelverband von Balken, Brettern und Bohlen in einer Ebene 101
5) Winkelverband in zwei oder mehr parallelen Ebenen 104
2. Kap. Freiſtützen und Pfähle 105
a) Freiſtützen 105
b) Pfähle 107
c) Spundbohlen 109
3. Kap. Balkenverſtärkungen 110
a) Verzahnte und verdübelte Balken 111
b) Geſchlitzte und geſpreizte Balken 113
c) Gitterträger 114
d) Armirte Balken 117
1) Hängewerkbalken 117
2) Sprengwerkbalken 118
4. Kap. Balkenverbände 119
a) Winkelbänder 119
b) Sprengwerke 120
c) Hängewerke 123
d) Hänge-Sprengwerke 126
5. Kap. Bohlen- und Bretterverbände 127
a) Verbände in einer Ebene 127
1) Verbreiterungen 127
2) Winkelverbände 128
b) Verbände in zwei parallelen Ebenen 129
c) Verbände in zwei zu einander geneigten Ebenen 130
Literatur: Bücher über »Conſtructions-Elemente in Holz«, ſo wie über »Zimmerwerkskunde« und »Bauſchreinerei« 131

3. Abſchnitt:

Conſtructions-Elemente in Eiſen.

1. Kap. Verbindung von Eiſentheilen 133
a) Niete und Nietverbindungen 133
1) Niete und Nietlöcher 133
2) Anordnung der Vernietungen 137
3) Berechnung der Vernietungen 141
4) Nietverbindungen 146
b) Schrauben und Schraubenverbindungen 151
Witworth's Scala der eingängigen ſcharfen Schrauben 153
c) Bolzenverbindungen 155
d) Keile und Splinte, Keil- und Splintverbindungen 158

Seite

2. Kap. Verlängerung von Eifentheilen 161
a) Verlängerung von Flacheifen und Rundeifen 162
b) Verlängerung von Profileifen und Eifentheilen zufammengefetzten Querfchnittes . . . 163
3. Kap. Eckverbindung, Endverbindung und Kreuzung von Eifentheilen 167
a) Eck- (L-) Verbindungen 167
b) End- (T-) Verbindungen 169
c) Kreuzungen (+-Verbindungen) 173
4. Kap. Ketten und Drahtfeile 176
a) Ketten 176
b) Drahtfeile 177
5. Kap. Anker 179
6. Kap. Freiftützen 184
a) Freiftützen in Gufseifen 184
b) Freiftützen in Schmiedeeifen 190
c) Kopf der Freiftützen 195
d) Fufs der Freiftützen 196
1) Druckplatten 197
2) Ankerplatten 200
7. Kap. Träger 202
a) Gufseiferne Träger 203
b) Schmiedeeiferne Träger 204
1) Träger aus Eifenbahnfchienen 204
2) Träger aus Walzeifen 206
3) Blechträger 209
4) Gitterträger 213
c) Auflager der Träger 216
d) Zwei Beifpiele 217
Literatur: Bücher über »Eifen-Conftructionen im Allgemeinen« und »Conftructions-Elemente in Eifen«, fo wie über »Baufchlofferei« und »Schmiedewerkskunde« 226

Zweite Abtheilung:

Fundamente.

1. Abfchnitt:

Fundament und Baugrund.

Vorbemerkungen 231
Literatur über »Fundamente im Allgemeinen« 231
1. Kap. Baugrund 232
a) Befchaffenheit des Baugrundes 232
b) Unterfuchung des Baugrundes 235
c) Verbefferung fchlechten Baugrundes 241
2. Kap. Conftructions-Bedingungen 245
a) Lage, Form und Gröfse der Fundament-Bafis 245
b) Sicherheit gegen Einfinken 247
c) Sicherheit gegen feitliches Verfchieben 253
d) Sicherheit gegen äufsere Einflüffe 255
e) Fundirungs-Tiefe 258
f) Gründungsmethoden 259

2. Abfchnitt:

Aufgebaute Fundamente.

Ueberficht 263
1. Kap. Baugrube 264
a) Baugrube im Trockenen 264
1) Baugruben ohne Zimmerung 265

Seite

2) Baugruben mit Zimmerung 266
3) Ausfchachtung und Trockenlegung 269
b) Baugrube am und im Waffer 271
2. Kap. Gemauerte Fundamente 273
a) Voll gemauerte Fundamente 273
b) Pfeiler-Fundamente 277
1) Pfeiler-Fundamente für durchgehendes Tagmauerwerk 277
2) Fundamente für einzelne Pfeiler 281
c) Fundamente aus Trockenmauerwerk, Steinpackungen und Steinfchüttungen 284
Literatur über »Gemauerte Fundamente« 285
3. Kap. Fundamente aus Beton- und Sandfchüttungen 285
a) Beton-Fundamente 285
b) Fundamente aus Sandfchüttungen 294
Literatur über »Fundamente aus Beton- und Sandfchüttungen« 297
4. Kap. Schwellroft-Fundamente 298
a) Einfachere Roft-Conftructionen 298
b) Schwellrofte 299

3. Abfchnitt:

Verfenkte Fundamente.

Gründung auf eifernen Pfählen 305
1. Kap. Pfahlroft-Fundamente 305
a) Roftpfähle 306
b) Roftdecke 310
Literatur über »Pfahl-Gründungen« 318
2. Kap. Senkbrunnen-Gründung 318
a) Anordnung und Conftruction der Senkbrunnen 319
b) Ausführung der Brunnenpfeiler 325
Literatur über »Senkbrunnen-Gründungen« 330
3. Kap. Senkröhren-Gründung 331
a) Hölzerne Senkkaften 331
b) Eiferne Senkröhren 335
Literatur über »Senkröhren-Gründungen« 338
Berichtigungen 338

Tafel bei S. 310:

Gründung der neuen *Morgue* in Paris. (Südliche Hälfte.)

Handbuch der Architektur.

III. Theil.

Hochbau-Conſtructionen.

... architecture is nothing more or leſs than the art of ornamental and ornamented conſtruction.

FERGUSSON, J. *A hiſtory of architecture in all countries.* London 1865. Band 1, S. 9.

... Dahingegen beruhet die Kenntniſs deſſen, was dazu gehöret, um die Gebäude dauerhaft aufzuführen, auf Grundſätzen der Statik, verbunden mit vielen Erfahrungen. Nach ſelbigen muſs der Baumeiſter die verlangte Einrichtung der Gebäude zu entwerfen und die Dauerhaftigkeit damit zu verbinden wiſſen. Nach dieſen Grundſätzen wird beſtimmt, was ohne Gefahr möglich iſt, oder was nicht erfüllt werden kann, ohne der Haupteigenſchaft des Gebäudes, nämlich der Dauerhaftigkeit zu nahe zu treten.

GILLY, D. Handbuch der Land-Bau-Kunſt etc. Erſter Theil. Berlin 1797. S. 1.

In den beiden vorhergehenden Theilen unſeres »Handbuches der Architektur« wurden in erſter Reihe die Stoffe, aus denen unſere Bauwerke hergeſtellt werden, vorgeführt, alsdann die ſtatiſchen Bedingungen und Grundſätze, denen das ganze Bauwerk ſo wie ſeine einzelnen Theile unterworfen ſind, erläutert; endlich haben die Kunſtformen, welche der Bauſtoff unter Berückſichtigung ſeiner ſpecifiſchen Eigenſchaften und ſeiner Stabilitätsbedingungen in den einzelnen Bautheilen, ſo wie in den Profan- und Monumentalbauten während der bedeutenderen, uns bekannten Cultur-Epochen erhalten hat, eine eingehende Behandlung erfahren. Nunmehr gelangen wir dazu, die einzelnen Theile eines Bauwerkes an und für ſich, ſo wie auch in ihrer Zuſammenfügung zum Bauwerke ſelbſt vom conſtructiven Standpunkte aus zu betrachten.

Damit ein Bautheil dem beabſichtigten Zwecke in thunlichſt vollkommener Weiſe entſpreche, muſs er eine beſtimmte Geſtalt und eine beſtimmte Einrichtung erhalten. Damit das ganze Bauwerk diejenigen Bedingungen erfülle, denen es ſein Entſtehen verdankt, damit deſſen Benutzung in möglichſt weit gehender, einfacher und bequemer Weiſe geſchehen könne, müſſen die einzelnen Bautheile in rationeller und zweckmäſsiger Weiſe an einander gefügt werden. Den Haupttheil dieſer Aufgaben hat die richtige Conſtruction zu erfüllen, und das weſentlichſte Ziel des III. Theiles unſeres »Handbuches« iſt hiermit gekennzeichnet.

Bereits in der allgemeinen Einleitung zum vorliegenden Werke [1]) wurde die Stellung und Bedeutung der Conſtructionslehre im Geſammtgebiete der Architektur charakteriſirt; auch wurde an jener Stelle die Loslöſung des Ingenieurweſens vom Hochbauweſen erklärt und gedeutet. Gerade auf dem Gebiete der Conſtruction ſind die Berührungspunkte zwiſchen Architekt und Ingenieur die innigſten und zahlreichſten. Groſse Decken-, Dach- und Hallen-Conſtructionen werden bald vom Architekten, bald vom Ingenieur entworfen, und bei noch manchen anderen Projecten und Ausführungen des Hochbauweſens wird die Mitwirkung des Ingenieurs angeſtrebt. Dieſer Zuſammenhang des geſammten baulichen Schaffens hat auch im »Handbuch der Architektur« durch die Vereinigung dreier Architekten mit einem Ingenieur als Herausgebern Ausdruck erfahren.

Bei der Gruppirung des in der Conſtructionslehre zu bewältigenden Stoffes muſsten wir weſentlich neue, von den ſeither üblichen abweichende Bahnen einſchlagen. Wir ſtimmen allerdings mit Anderen darin überein, »daſs der geſammte Stoff eine ſtreng

---

[1]) Siehe: Theil I, Band 1, S. 10 u. 11.

ſyſtematiſche Behandlung erfordere«; allein wir vermögen in der obſoleten Trennung der verſchiedenen Conſtructionen nach dem Material (Stein, Holz und Eiſen) eine ſolche ſyſtematiſche Behandlung nicht zu erblicken. Es will uns nicht als organiſcher Aufbau der vorliegenden, groſsen Materie erſcheinen, wenn ſo wichtige Bautheile, wie Wände, Decken, Dächer, Fenſter, Thüren, Treppen etc., welche doch immer einem beſtimmten und gleich bleibenden Zwecke zu dienen haben, an zwei, drei und noch mehreren, von einander ganz getrennten Stellen eines Buches beſprochen werden, und zwar nur deſshalb, weil der Bauſtoff in dem einen Falle ein anderer iſt, wie im zweiten — ganz abgeſehen davon, daſs gewiſſe Themata (wie z. B. die Fundamente etc.) ſich nur ganz künſtlich in ein ſolches Syſtem einzwängen laſſen — oder, weil dies ungeachtet alles Zwängens nicht ſtatthaft iſt, gewiſſe Conſtructionen in einen beſonderen Abſchnitt, der auſserhalb des Rahmens jenes Syſtemes liegt, verſchoben werden müſſen.

In gleicher Weiſe konnten wir uns auch nicht zu der gleichfalls hie und da beliebten Gruppirung der Hochbau-Conſtructionen nach den verſchiedenen Gewerken entſchlieſsen. Selbſt wenn wir keinen Werth darauf legen wollten, daſs in den verſchiedenen Ländern die Trennung der einzelnen Baugewerke von einander eine keineswegs gleiche iſt, ſo dünkt uns auch dieſes »Syſtem« als ein wenig glückliches; denn es führt eben ſo zu unorganiſchen Zerſtückelungen eng verwandter Materien, wie das erſtgedachte. Weil die »Treppe« in dem einen Gebäude vom Zimmermann, in dem anderen vom Steinhauer und Maurer, in einem dritten vom Schloſſer oder gar von einer Maſchinenbauanſtalt ausgeführt wird, wird die Beſprechung dieſes Gebäudetheiles, der in ſeinem charakteriſtiſchen Weſen immer derſelbe iſt, vollſtändig zerriſſen und an drei oder gar vier Stellen des Buches vertheilt. —

Abweichend von dem ſeitherigen Verfahren, glaubten wir als den bei der Gruppirung des Stoffes maſsgebenden Factor »die Conſtruction als ſolche« erachten zu ſollen. Deſshalb beginnen wir mit der Betrachtung der einfachſten Conſtructionen, welche bei den verſchiedenartigen ſteinernen, hölzernen und eiſernen Gebäudetheilen vorzukommen pflegen; wir ſchaffen damit eine Grundlage für die complicirteren Anlagen und vermeiden dadurch Wiederholungen. Hierauf folgt, als gleichfalls allgemeiner Natur und bei keinem Bauwerk fehlend, die Beſchreibung der Fundamente, der ſich alsdann die Beſprechung jener Conſtructionen anſchlieſst, welche die durch Errichtung des Gebäudes zu ſchaffenden Räume nach der Seite, nach oben, bezw. unten begrenzen oder umſchlieſsen. Indeſs ſind die ſo geſchaffenen Räume nur in den allerſeltenſten Fällen benutzbar; damit dieſelben dem beabſichtigten Zwecke dienen können, müſſen den raumbegrenzenden Conſtructionen oder dem ſog. Rohbau Anlagen und Einrichtungen hinzugefügt werden, die man in der Regel als inneren Ausbau bezeichnet. Aeuſserſt mannigfaltig ſind die demſelben angehörigen Conſtructionen, je nach der Beſtimmung des Gebäudes, je nach den Anſprüchen an Bequemlichkeit, Salubrität und Zierlichkeit.

Mit dieſer Abtheilung ſchlieſst die Reihe jener Conſtructionen, die faſt bei jedem Gebäude vorkommen, und es erübrigt noch die Betrachtung jener Anlagen, die nur gewiſſen Bauwerken eigenthümlich ſind, die bald zur Raumumſchlieſsung dienen, bald einen Theil des inneren Ausbaues bilden. So ergab ſich die Scheidung der Lehre von den »Hochbau-Conſtructionen« in die fünf Abtheilungen:

Conſtructions-Elemente.
Fundamente.
Raumbegrenzende Conſtructionen.
Conſtructionen des inneren Ausbaues.
Verſchiedene bauliche Anlagen.

Die Bauformenlehre erſcheint als eine ſo umfaſſende und dabei ſo wichtige Lehre, daſs ſie, wie auch von Anderen angenommen wird, nicht nebenbei behandelt werden darf. Es iſt deſshalb die Lehre von den Bauformen von der Lehre von den Bau-

Conſtructionen getrennt, erſtere indeſs vorausgeſchickt worden. Deſſen ungeachtet erſchien es unthunlich, die formale Geſtaltung der einzelnen Bautheile und Bauglieder aus der Bau-Conſtructionslehre ganz fortzulaſſen. Ueben doch Bauſtoff und Conſtruction einen ſo weſentlichen Einfluſs auf die Art und Behandlung der Kunſtform eines Bauobjectes und ſeiner einzelnen Glieder aus; haben ſich doch gerade aus jenen beiden Elementen ſo charakteriſtiſche Formenbehandlungen entwickelt, daſs es geradezu als eine Lücke empfunden werden müſſte, wenn an den betreffenden Stellen dieſes »Handbuches« der ſtructiven Geſtaltung nicht auch einige kennzeichnenden Worte über formale Ausbildung beigefügt würden.

Den gedachten fünf Abtheilungen der Lehre von den Hochbau-Conſtructionen, welche 6 Bände umfaſſen wird, ſoll ſich noch ein Anhang anſchlieſsen, worin die Bauführung behandelt werden wird. In einem das Geſammtgebiet der Architektur umfaſſenden Werke darf dieſer Gegenſtand nicht fehlen. Wir haben dem betreffenden Schluſsbande auch die Betrachtung der bei der Ausführung von Hochbauten erforderlichen maſchinellen Anlagen einverleibt, und wir möchten an dieſer Stelle ein für allemal in Betreff ſolcher mechaniſchen Einrichtungen auf den fraglichen Anhang verwieſen haben.

Literatur.

Geſammtwerke über »Hochbau-Conſtructionen«.

Gilly, D. Handbuch der Land-Bau-Kunſt etc. 1. u. 2. Band. Braunſchweig 1797—98. (6. Aufl. von F. Triest 1831—36.) — 3. Band (in 2 Abth.) von D. G. Friderici. Leipzig u. Halle 1811. (Neue Ausgabe 1836.)

Rondelet, J. *Traité théorétique et pratique de l'art de bâtir.* Paris 1802—17. (11. Aufl. 1854.) — Deutſch von C. H. Distelbarth u. J. Heſs. Leipzig und Darmſtadt 1833—36.

Borgnis, J. A. *Traité élémentaire de conſtruction appliqué à l'architecture civile.* Paris 1823.

Bruyère, L. *Études relatives à l'art des conſtructions.* Paris 1822—29.

Douliot, J. P. *Cours élémentaire, théorétique et pratique de conſtruction.* Paris 1826—28. (2. Aufl. von Claudel. 1862.)

Weiss v. Schleussenburg, F. Lehrbuch der Baukunſt etc. Wien 1830. (Neue Aufl. 1861.)

Breymann, G. A. Allgemeine Bau-Conſtructions-Lehre, mit beſonderer Beziehung auf das Hoch-Bauweſen. Stuttgart.

1. Theil: Conſtructionen in Stein. 1849. (5. Aufl. von H. Lang. 1880.)
2. Theil: Conſtructionen in Holz. 1851. (5. Aufl. von H. Lang. 1884.)
3. Theil: Conſtructionen in Metall (Eiſen-Conſtructionen). 1854. (4. Aufl. von H. Lang. 1877.)
4. Theil: Schluſs des Werkes. Fortgeſetzt und beendet von H. Lang. 1863. (2. Aufl.: Verſchiedene Conſtructionen. Von A. Scholz. 1881.)

Linke, G. Vorträge über Bauconſtructionslehre am Kgl. Gewerbe-Inſtitute und an der Kgl. allgemeinen Bauſchule. Berlin 1850.

Ringhoffer, E. Lehre vom Hochbau. Brünn 1862. (2. Aufl. 1878.)

Scheffers, A. Handbuch des bürgerlichen und ländlichen Hochbauweſens. Mit beſonderer Berückſichtigung der Bau-Conſtructionslehre. Leipzig 1865.

Ashpitel, A. *Treatiſe on architecture; including the arts of conſtruction, building, ſtone-maſonry, arch, carpentry, roof, joinery, carpentry, and ſtrength of materials.* Edinburg 1867.

Ramée, D. *L'architecture et la conſtruction pratiques etc.* Paris 1868. — Deutſch von E. O. Tafel. Stuttgart 1870.

Mignard, B. R. *Le guide des conſtructeurs ou traité comflet des connaiſſances théorétiques et pratiques relatives aux conſtructions.* Paris 1870. (5. Aufl. von Buisset et Denfer. 1880.)

Tarn, E. W. *The ſcience of building etc.* London 1870. (2. Aufl. 1884.)

Davidson, E. A. *The elements of building conſtruction and architectural drawing.* London 1869.

Uhland's techniſche Bibliothek. 8. Bd.: Die Bauconſtructionslehre. Von O. Huck. Leipzig 1870.

Wanderley, G. Handbuch der Bau-Conſtructionslehre. 2 Bände. Halle 1872—73. (2. Aufl. in 3 Bänden: 1877—78.)

Burn, R. S. *Building conſtruction.* London 1873—76.

Vos, N. de. *Cours de conſtruction donné de 1864 à 1874 à la ſection du génie de l'école d'application de Belgique.* Paris 1880.

Schmidt, O. Handbuch, enthaltend einen Abrifs des Hochbaues mit beſonderer Berückſichtigung der Feuerungs-Anlagen. Leipzig. 1880.

Gottgetreu, R. Lehrbuch der Hochbau-Conſtructionen. Berlin. Erſcheint ſeit 1880.

Lange, W. Katechismus der Baukonſtruktionslehre. Leipzig 1881.

Michel, J. Theoretiſch-praktiſches Compendium des Hochbaues. Wien 1881.

Gugitz, G. Neue und neueſte Wiener Bauconſtructionen aus dem Gebiete der Maurer-, Steinmetz-, Zimmermanns-, Tiſchler-, Schloſſer-, Spengler- u. ſ. w. Arbeiten. Wien 1881.

Engel, F. Die Bauausführung. Berlin 1881. (2. Ausg. 1885.)

Redtenbacher, R. Die Architektonik der modernen Baukunſt. Berlin 1883.

Grundſätze für die Conſtruction.

Jedes Bauwerk, ſo wie jeder Beſtandtheil deſſelben müſſen, wenn ſie richtig conſtruirt ſein ſollen, gewiſſen Grundſätzen entſprechen, welche ſich in folgenden Punkten zuſammenfaſſen laſſen.

1.

1. Zweckmäſsigkeit.

Die Conſtruction muſs dem beabſichtigten Zwecke in thunlichſt vollkommener Weiſe entſprechen.

Zu einer zweckmäſsigen Conſtruction gehört vor Allem, daſs der betreffende Bautheil, bezw. das Bauwerk die ſeiner Beſtimmung angemeſſenen Dimenſionen habe, ſo wie daſs ſeine Benutzung in möglichſt vollkommener, dabei aber auch in genügend einfacher und bequemer Weiſe geſchehen könne.

Damit ein Bautheil zweckmäſsig conſtruirt ſei, iſt aber auch erforderlich, daſs er ſich genügend leicht und einfach herſtellen laſſe.

2.

2. Feſtigkeit.

Die Conſtruction muſs genügend feſt ſein, d. h. die einzelnen Theile eines Bauwerkes an und für ſich, ſo wie auch in ihrer Zuſammenfügung zu einem Ganzen müſſen für die gröſsten vorkommenden Beanſpruchungen die erforderliche Sicherheit gegen Einſtürzen aufweiſen.

Damit ein Bauwerk die gewünſchte Stabilität beſitze, muſs es allen ſtatiſchen Anforderungen Genüge leiſten, dabei aber einen möglichſt geringen Materialaufwand erheiſchen. Bei den ſtatiſchen Ermittelungen werden in erſter Reihe die verticalen Belaſtungen in Rechnung zu ziehen ſein; doch ſind auch ſeitliche Beanſpruchungen, durch Erddruck etc., insbeſondere aber durch Wind in geeigneter Weiſe in Rechnung zu ziehen.

Hat das Bauwerk nicht bloſs ruhende, ſondern auch bewegte Laſten aufzunehmen, ſo kommt noch die weitere Bedingung hinzu, daſs beim Einwirken ſolcher Kräfte das Bauwerk thunlichſt geringe Schwankungen zeige.

Iſt ein Bauwerk im oder am Waſſer zu errichten, ſo muſs die Bedingung der genügenden Feſtigkeit auch in dem Sinne erfüllt ſein, daſs dem nachtheiligen Einfluſs des Waſſers, insbeſondere des flieſsenden und des wellenſchlagenden, von vornherein begegnet ſei.

3.

Die Conſtruction des Bauwerkes, bezw. ſeiner einzelnen Theile muſs ſo gewählt ſein, daſs eine genügende Dauer derſelben geſichert iſt. 3. Dauerhaftigkeit.

Die Anſprüche in Bezug auf Dauerhaftigkeit ſind ſehr verſchieden. Sie ſind am geringſten bei Bauten für vorübergehende Zwecke (Eintagsbauten), am gröſsten dagegen bei Objecten, denen ein monumentaler Charakter zu verleihen iſt.

Hiernach wird in erſter Reihe der Bauſtoff zu wählen ſein; hiernach ſind aber auch jene Vorkehrungen zu treffen und einzurichten, die einerſeits zum dauernden Schutze gegen den Einfluſs der Atmoſphärilien, des Waſſers etc. nothwendig ſind, andererſeits diejenigen, welche der durch die Benutzung des Gebäudes bedingten allmählichen Zerſtörung entſprechenden Widerſtand entgegenſetzen.

4.

Die Conſtruction muſs den Anforderungen in Bezug auf die Geſundheit der Menſchen und Thiere, die darin wohnen oder aus anderweitigem Grunde einen längeren oder kürzeren Aufenthalt darin nehmen, entſprechen. 4. Sanitäre Anforderungen.

Wichtig und zugleich äuſserſt mannigfaltig ſind die ſanitären oder hygieniſchen Anſprüche, die an viele unſerer Hochbauten geſtellt werden; mit Recht wird der ſogenannten Geſundheitstechnik oder Bauhygiene in neuerer Zeit erhöhte Aufmerkſamkeit zugewendet. England, zum Theile auch Nordamerika, ſind uns Deutſchen hierin vorangegangen, und ſelbſt heute noch ſtehen manche geſundheitstechniſche Anlagen jener beiden Länder unübertroffen da.

Wenn auch bei keinem Theile eines Bauwerkes die ſanitären Bedingungen auſser Acht gelaſſen werden ſollen, ſo giebt es doch unter den im Folgenden vorzuführenden Conſtructionen eine beſondere Gruppe, die in eminenteſter Weiſe zu den ſog. geſundheitstechniſchen Anlagen gehören; es ſind dies die »Anlagen zur Verſorgung der Gebäude mit Licht und Luft, Wärme und Waſſer« (ſiehe Band 4), ſo wie die »Entwäſſerungs- und Reinigungs-Anlagen« (ſiehe Band 5).

5.

Die Conſtruction muſs die Anforderungen der Feuerſicherheit in ausreichender Weiſe berückſichtigen. 5. Feuerſicherheit.

Dieſe Anforderungen ſind am weit gehendſten bei ſolchen Gebäuden, die von auſsen, in Folge ihrer Umgebung etc., der Feuersgefahr leicht ausgeſetzt ſind; ferner bei ſolchen, in denen groſse Mengen feuergefährlicher Stoffe aufbewahrt und verarbeitet oder feuergefährliche Manipulationen etc. vorgenommen werden; endlich bei denjenigen, die zur Aufſtellung und Aufbewahrung beſonders koſtbarer und werthvoller Objecte dienen [2]).

6.

Die Conſtruction muſs den Anſprüchen in Bezug auf formale Durchbildung des betreffenden Bautheiles in ausreichender Weiſe Rechnung tragen. 6. Aeſthetiſche Anforderungen.

Auch hierin ſind die Anforderungen ſehr mannigfaltig. Sie ſind am geringſten bei einfachen Nützlichkeitsbauten, bei denen die reine Conſtructions- oder Nutzform zur Anſchauung gebracht wird. Die weit gehendſte Rückſicht dagegen wird auf die

2) Siehe auch das Kapitel über »Sicherung gegen Feuer« im Schluſsbande (6) dieſes Theiles.

architektonifche Formgebung zu nehmen fein bei Bauwerken, die rein ideellen Zwecken zu dienen haben, bei monumentalen Gebäuden und Denkmälern.

Gerade der hier in Rede ftehende Grundfatz mufste beftimmend fein, dafs, wie fchon in den einleitenden Vorbemerkungen (S. 2) gefagt worden ift, bei der Befprechung der »Hochbau-Conftructionen« die formale Geftaltung nicht ganz unberückfichtigt bleiben konnte.

7.

7. Oekonomie.

Die Conftruction foll eine ökonomifche, die Herftellungs- und Unterhaltungskoften des betreffenden Bautheiles, bezw. Bauwerkes follen thunlichft geringe fein.

Zweck und Dauer des Objectes einerfeits, die verfügbaren Geldmittel andererfeits werden in diefer Beziehung ausfchlaggebend fein.

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

ERSTE ABTHEILUNG.

CONSTRUCTIONS-ELEMENTE.

1. Abſchnitt.

Conſtructions-Elemente in Stein.

Von Erwin Marx.

1. Kapitel.

Stein-Conſtructionen im Allgemeinen.

8. Verſchiedenheit nach dem Material.

Die Hauptmaſſe der meiſten Bauwerke beſteht aus Steinen oder ſteinähnlichen Stoffen. Es gehören dieſe daher zu den allerwichtigſten Baumaterialien, und es werden dieſelben überall da verwendet, wo es ſich um Herſtellung von möglichſt dauerhaften, allen äuſseren Einflüſſen am längſten Widerſtand leiſten ſollenden Bauten handelt. Von den Bauwerken der alten Völker ſind uns faſt nur aus Stein conſtruirte erhalten geblieben; in keinem anderen Material läſſt ſich ein ſo hoher Grad von Monumentalität erzielen; die meiſten Architektur-Syſteme beruhen auf der Verwendung von Stein oder ſteinähnlichen Maſſen.

Die Natur bietet nicht überall Felsarten, aus denen Bauſteine gewonnen werden können; man war daher von den früheſten Zeiten an in vielen Gegenden darauf angewieſen, aus anderen, dem Mineralreich entnommenen Stoffen auf künſtlichem Wege ſteinähnliche Maſſen zu erzeugen.

Es kann dies auf zweierlei Weiſe geſchehen, entweder indem man geeignete Erden oder andere loſe Maſſen zu regelmäſsigen Stücken formt, dieſe auf irgend eine Weiſe feſtigt und ſie dann wie natürliche Steine zu Bautheilen zuſammenſetzt, oder indem man dieſelben Stoffe unmittelbar zur Herſtellung gröſserer Baukörper durch Gieſsen oder Stampfen verwendet. Es mag ſogar dieſe künſtliche Erzeugung von ſteinähnlichen Maſſen dem Bauen mit den Felſen abgewonnenen Steinen der Zeit nach vorangegangen ſein, da das letztere jedenfalls ſchwieriger iſt, die Kenntniſs beſſerer Werkzeuge vorausſetzt und vielfach den Transport gröſserer Einzellaſten in ſich ſchlieſst.

Auf alle Fälle werden daher bei einer Beſprechung der Stein-Conſtructionen im Allgemeinen nicht bloſs die Conſtructionen aus einzelnen Stücken, ſondern zugleich auch diejenigen Conſtructionen Erwähnung finden müſſen, bei welchen aus urſprünglich weichen Maſſen durch allmähliche Erhärtung ſteinähnliche Baukörper in gröſserer Ausdehnung ſich ergeben und die man gewöhnlich als Guſs- und Stampfmauerwerke bezeichnet. Bei den Stein-Conſtructionen ſind alſo dem Material nach zu unterſcheiden:

a) Conſtructionen aus natürlichen Steinen, und zwar aus ſolchen,

α) die nach einer beſtimmten Form genau bearbeitet und von gröſseren Dimenſionen ſind (Quader, Hauſteine, Schnittſteine, Werkſteine, Werkſtücke),

β) die regelmäfsig bearbeitet, aber von kleineren Dimenſionen, wenig oder gar nicht bearbeitet ſind (Bruchſteine);

b) Conſtructionen aus künſtlichen Steinen;

c) Conſtructionen aus Gufs- oder Stampfmaſſen, und

d) gemiſchte Conſtructionen, bei denen die Conſtructionen unter a, b und c in den verſchiedenen möglichen Combinationen zur Herſtellung von einem und demſelben Bautheil Verwendung finden.

9. Einfluſs des Steinmaterials.

Will man zweckmäfsig bauen, ſo mufs man die Eigenſchaften des Baumaterials berückſichtigen. Es kommt hierbei namentlich der Widerſtand gegen die möglichen Beanſpruchungen in Betracht. Die Steine leiſten gegen Druck einen bedeutenden Widerſtand, während ihre Feſtigkeit gegen Zug und Biegung, ſo wie ihre Elaſticität eine verhältnifsmäfsig viel geringere iſt. Es müſſen demnach die Stein-Conſtructionen namentlich auf Verwerthung der Druckfeſtigkeit abzielen. Dadurch wird einerſeits die Art ihrer Lagerung im Bau bedingt, andererſeits ihre Verwendungsfähigkeit und Verbindungsweiſe beſchränkt.

Die oftmals bedeutende Härte des Materials, die Sprödigkeit und die geringe Feſtigkeit deſſelben gegen Zug und Biegung geſtatten nicht oder nur ausnahmsweiſe Verbindungsarten, wie ſie für die Holz-Conſtructionen charakteriſtiſch ſind, als z. B. Zapfen, Verzahnungen etc. Die verhältnifsmäfsige Kürze, in der die meiſten Steinſtücke nur erlangt werden können, eben ſo wie die geringe Elaſticität und Biegungsfeſtigkeit erlauben es nicht, Steine zu Balken in der Ausdehnung, wie Holz und Eiſen zu verwenden. Die Steinbalkendecken der Aegypter, Syrer und Griechen wird man für heutige Verhältniſſe nicht mehr praktiſch finden, obgleich andererſeits ähnliche Verwendungsweiſen, wie zur Herſtellung von Treppen, horizontalen Ueberdeckung von Oeffnungen etc. gar nicht zu umgehen und unter Beobachtung der nöthigen Vorſichtsmafsregeln auch zweckmäfsig ſind.

Wenn in Folge dieſer beſchränkteren Verwendungsfähigkeit der Stein auch im Nachtheil gegen Holz und Eiſen iſt, ſo bietet doch die rationelle Ausnutzung der Druckfeſtigkeit in den Gewölben ein Mittel, Aehnliches wie mit jenen zu erreichen und ſehr grofse Weiten mit Stein-Conſtructionen zu überſpannen, die den Holz- und Eiſen-Conſtructionen durch ihre gröfsere Dauer, bedingt durch die gröfsere Feuer- und Witterungsbeſtändigkeit, entſchieden voranſtehen.

Das gröfsere Gewicht bei einer durch das Material bedingten gewiſſen Dicke geben von Haus aus den reinen Stein-Conſtructionen eine gröfsere Stabilität, als den Conſtructionen von Holz, eben ſo denen gegenüber, die aus Eiſen hergeſtellt werden, das zwar viel ſchwerer iſt, aber ſeiner grofsen Feſtigkeit wegen in möglichſt geringen Stärken verwendet werden mufs. Es reſultirt hieraus die im Allgemeinen weit gröfsere Einfachheit der Conſtructionen von Stein gegenüber denen von Holz oder Eiſen, deren Stabilität durch Einführung complicirterer Verbände und Verbindungen, wie ſie die Natur dieſer Materialien geſtattet, erreicht werden mufs. In der combinirten Ausnutzung der günſtigſten Eigenſchaften dieſer drei Materialien beruht u. A. die Anwendung der Holz- und Eiſen-Fachwerke, bei denen die Felder des aus Holz, bezw. Eiſen hergeſtellten Gerippes mit Steinwerk ausgefüllt werden.

10. Verwendung der Mörtel.

Eine Vorausſetzung zu letzterer Verwendungsweiſe und überhaupt ein grofser Vortheil für die Verwendbarkeit des Steinmateriales iſt der Umſtand, dafs gewiſſe Subſtanzen, namentlich die Mörtel, zur Verfügung ſtehen, die in weit ausgedehnterer Weiſe, als dies bei Holz und Eiſen der Fall iſt, eine Verkittung einzelner Steinſtücke zu mehr oder weniger monolithen Maſſen geſtatten und welche ſelbſt mit der Zeit zu ſteinähnlichen Maſſen erhärten. Wenn nun auch die Feſtigkeit dieſer Verbindungen der Steine durch die Mörtel oder andere hierher gehörige Bindemittel nicht in allen

Fällen ſehr bedeutend iſt, wenigſtens für die Zeit kurz nach der Herſtellung, ſo beruhen die Vortheile derſelben doch nicht blofs in der Verkittung, ſondern auch noch in Anderem, was in Kap. 3 (unter a) zu erörtern ſein wird, und es iſt in Folge deſſen die Verwendung der Bindemittel bei allen modernen Stein-Conſtructionen eine ſo allgemeine und ausgedehnte, dafs ſolche im Hochbau nur ſelten ganz ohne dieſelben ausgeführt werden. In Beziehung auf die Verwendung der Mörtel bei Stein-Conſtructionen kann man dieſelben daher eintheilen:

a) in ſolche ohne Mörtel;
b) in ſolche mit Mörtel, und
c) in ſolche, die ſehr viel Mörtel enthalten oder ganz aus Mörtel beſtehen.

Die Conſtructionen unter a nennt man wohl Trockenmauerwerke, wenn Mauerkörper auf dieſe Weiſe hergeſtellt werden. Es ſind hierher aber noch eine Anzahl anderer Conſtructionen (ein Theil der Steintreppen, Dachdeckungen) einzureihen.

Die Conſtructionen unter b bezeichnet man gewöhnlich als Mörtelmauerwerk, wohl auch ſchlechtweg nur als Mauerwerk, die unter c als Gufs- und Stampfwerk (hauptſächlich kommt hier der Beton in Betracht), wie in Art. 8 angeführt wurde.

11. Anwendung.

Die beiden letzteren Conſtructionsweiſen bieten namentlich die Mittel zur Begrenzung von Räumen und Stützung von Laſten. Die Hauptformen dieſer Verwendungen ſind Mauern und Pfeiler, ſo wie die Gewölbe.

Die mannigfaltigen Formen, in denen die Steine gewonnen, zugerichtet und künſtlich hergeſtellt werden können, geben aber noch Veranlaſſung zu den verſchiedenſten anderweitigen Benutzungen derſelben, namentlich zu Fufsboden- und Deckenbildungen. Es ſind hierbei anzuführen: Plattenbeläge, Pflaſterungen, Moſaik etc.; Ueberdeckungen von Oeffnungen mit Steinbalken und von Balkenfächern mit Platten; die verſchiedenen ſteinernen Dachdeckungen, Wandbehänge und Wandtäfelungen. Die Conſtructionen der Steintreppen nehmen, wie in räumlicher Beziehung, ſo auch in conſtructiver eine vermittelnde Stellung zwiſchen Fufsboden- und Deckenbildungen ein.

12. Bedingungen für die Herſtellung.

Bei den Mauerwerken treten die Steine am maſſenhafteſten und ſelbſtändigſten auf; ſie verdienen daher ſchon bei einer allgemeinen Beſprechung der Stein-Conſtructionen beſondere Berückſichtigung. Es laſſen ſich für ſie beſtimmte Regeln entwickeln, die zum Theile auch für andere Conſtructionen von Stein Giltigkeit haben.

Wie ſchon erwähnt, iſt eine ſehr wichtige Eigenſchaft der Mörtel die, dafs mit ihnen Steinſtücke zuſammengekittet werden können. Namentlich kommt dieſelbe für Mauerwerke aus kleinen Stücken in Betracht. Dieſe Verbindung der Steine wird aber erſt allmählich, mit zunehmender Erhärtung der Mörtel, feſt, und im Anfang ſind die durch Mörtel verbundenen Steine oft leicht verſchiebbar, ja mitunter noch leichter beweglich, als ohne denſelben, da durch dieſe weiche halbflüſſige Zwiſchenlage die Reibung zwiſchen den Steinen vermindert werden kann. Würde man immer einen plötzlich erhärtenden Mörtel verwenden und würden die Mörtel immer ſo feſt, wie das Steinmaterial, ſo hätte man es ſchon von vornherein oder wenigſtens nach einiger Zeit mit monolithen Steinmaſſen zu thun, in denen die Steine unverrückbar liegen würden, was der Endzweck der Conſtruction iſt. Es wäre dann ganz gleichgiltig, wie und in welcher Form die Steine neben und über einander gelagert ſind[3]).

3) Der Beton iſt ein in dieſem Sinne bereitetes Conſtructions-Material; nur auf der Bindung durch den Mörtel beruht ſeine Feſtigkeit und Cohäſion, an die man daher nicht höhere Anſprüche ſtellen darf, als ſie der betreffende Mörtel zu leiſten vermag.

So rafch und nachhaltig erhärtende Mörtel giebt es nun allerdings; man verwendet fie aber aus anderen, hier nicht zu erörternden Rückfichten nur felten. Zur Erzielung möglichfter Feftigkeit, d. h. hier alfo möglichfter Unverrückbarkeit der einzelnen Steine eines Mauerwerkes gehören demnach noch andere Mittel, als blofse Verbindung durch den Mörtel, nämlich Rückfichtnahme auf Form und Zueinanderordnung der einzelnen Steine. Ja bei Feftftellung der Regeln, nach denen Form und Aneinanderreihung der Steine im Mauerwerk zu beftimmen find, fpielt der Mörtel gar keine Rolle und kann dabei unberückfichtigt bleiben, weil er in feiner erft weichen Befchaffenheit fich der Geftalt der Steine anfchmiegt, weil er ferner Anfangs keine eigene Feftigkeit befitzt und weil endlich auch Mauerkörper ohne Mörtel zu conftruiren find.

13. Lage der Fugenflächen.

Die Flächen, in denen fich die Steine im Mauerwerk berühren, heifsen Fugenflächen, die Durchdringungen diefer Fugenflächen mit zur Anficht kommenden Flächen des Mauerwerkes Fugenlinien oder kurzweg Fugen.

Kräfte, die auf ein Mauerwerk wirken, werden in den Fugenflächen von einem Stein auf den benachbarten übertragen; man kann eine folche Kraft als Fugenkraft bezeichnen, und da hier meift nur Drücke zur Wirkung gelangen, fpecieller als Fugendruck. Verfchiebungen durch den Fugendruck fteht nur die Reibung in den Fugenflächen entgegen, da wir von einer Verkittung durch Mörtel hier abfehen. Wäre auch keine Reibung vorhanden, fo müfste die Fugenfläche normal zur Richtung des Fugendruckes liegen, wenn ein Gleiten vermieden werden foll. Abweichungen von diefer Lage der Fugenfläche find daher in ihrer Gröfse von der vorhandenen Reibung abhängig zu machen. Der Reibungs-Coefficient zwifchen Stein auf Stein ift 0,6 bis 0,7, der Reibungswinkel 31 bis 35 Grad. Differenzen zwifchen der Richtung des Fugendruckes und der Normalen zur Fugenfläche dürfen daher diefes Mafs nicht überfteigen. Nimmt man doppelte Sicherheit an, fo reducirt fich diefer Winkel auf 17 bis 19 Grad. Da die Reibung auch durch Erfchütterungen, durch Waffer und fonftige äufsere Einflüffe vermindert werden kann, fo ift im Allgemeinen als theoretifch zweckmäfsigfte Lage der Fugenfläche diejenige normal zur Richtung des Fugendruckes anzufehen. Abweichungen von diefer Richtung, fo weit es die Reibung geftattet, werden nur durch andere Rückfichten gerechtfertigt werden können.

Die Richtung des Fugendruckes in einem Mauerwerk wechfelt häufig, z. B. bei einem Gewölbe; es werden demnach auch die Richtungen der Fugenflächen in einem folchen Falle wechfeln müffen. Man erhält in Folge deffen nicht parallele, fondern convergirende Schichten des Mauerwerkes. Beruht nun darauf auch z. B. die Haltbarkeit der Gewölbe, und wird man fich bei diefen der fchwierigeren und koftfpieligeren Mauerung und Herftellung paffender Steine nicht entziehen können, fo wird man andererfeits in vielen Fällen, namentlich wo es fich um lothrechte Mauerkörper handelt, von der confequenten Durchführung des vorher erörterten Grundfatzes abzuweichen wünfchen müffen, um Erleichterung der Arbeit und Verminderung der Koften zu erzielen. Man wird defswegen häufig eine parallele Schichtung des Mauerwerkes, normal zu einer mittleren Druckrichtung, vorziehen, weil dann die Steine von parallelen Flächen begrenzt werden können, was die Ausführung erleichtert.

Auch im Hochbau kommt es öfters bei lothrechten Mauerkörpern vor, dafs die mittlere Druckrichtung in denfelben nicht lothrecht ift, fondern fchief im Raume (bei Widerlagsmauern von Gewölben, Strebepfeilern, Futter- und Stützmauern etc.). In Folge der parallelen Schichtung — bei Einführung einer mittleren Druckrichtung —

und weil die Mauern in den meiſten Fällen lothrechte Begrenzungsebenen erhalten müſſen, ergeben ſich an dieſen ſpitzwinkelige Kanten der Steine, die praktiſche Bedenken gegen ſich haben. Spitzwinkelige Kanten werden leichter abgedrückt; auch werden ſie leichter durch die Verwitterung zerſtört, als rechtwinkelige oder gar ſtumpfwinkelige. Die rechtwinkeligen Kanten kann man aber im vorliegenden Falle nur durch horizontale Schichtung des Mauerwerkes erzielen, welche die im Hochbauweſen am meiſten auch angewendete iſt. Das, was man hierbei an Feſtigkeit der Conſtruction in Folge gröſserer Abweichungen von der theoretiſch richtigen Lage der Fugenflächen normal zur Druckrichtung einbüſst, muſs durch gröſsere Stärke der Mauer erſetzt werden. Wie man die ſpitzen Winkel wenigſtens an einer Seite der Mauern vermeiden kann, wird ſpäter zu erörtern ſein [4]).

Die aus den vorher angegebenen praktiſchen Rückſichten auf die Art des Steinmateriales wünſchenswerthe parallelepipediſche Geſtaltung der Steine einer Mauer iſt auch diejenige, die ſich am leichteſten, einfachſten und billigſten ausführen läſſt. Bei den zumeiſt im Hochbauweſen zur Verwendung kommenden natürlichen Steinarten, den Sedimentär-Geſteinen, entſpricht ſie auch gewöhnlich der natürlichen Schichtung und Zerklüftung, ſo wie der Gewinnungsweiſe in den Steinbrüchen, während ſie bei den künſtlichen Steinen die für die Fabrikation bequemſte iſt.

Das rechtwinkelige Aneinanderſtoſsen der Begrenzungsflächen eines Mauerſteines läſſt ſich übrigens auch theoretiſch begründen. In jedem von äuſseren Kräften afficirten Körper wirkt auf ein beliebiges Flächenelement eine Kraft, die man im Allgemeinen innere Kraft [5]) oder, auf die Flächeneinheit bezogen, Spannung nennt. Es läſſt ſich nachweiſen [6]), daſs in jedem Punkte drei auf einander normale Spannungen exiſtiren, welche auf den von ihnen afficirten Flächenelementen normal ſtehen.

Man nennt dieſe Spannungen Hauptſpannungen. Im vorliegenden Falle ſind die Spannungen meiſt Drücke, die man daher Hauptdrücke nennen kann. Jeder andere Druck ſteht auf der von ihm afficirten Fläche nicht normal. Nach dem Geſagten läſſt ſich ſonach folgender Satz aufſtellen: Die Fugenflächen ſollen auf den Hauptdrücken normal ſtehen. Es ergeben ſich hiernach drei zu einander normale Fugenflächen.

14. Fugenflächen und Mauerſchichten.

Die Benennung der Fugenflächen iſt je nach ihrer Lage zur Druckrichtung im Mauerwerk eine verſchiedene. In der Regel iſt nur ein Hauptdruck vorhanden. Die im Allgemeinen zur Richtung dieſes Hauptdruckes normal zu legenden Fugenflächen heiſsen Lagerflächen, die ſenkrecht zu demſelben liegenden Stoſsflächen. Die Durchdringungslinien dieſer Steinflächen mit den Begrenzungsflächen des Mauerwerkes heiſsen Lagerfugen, bezw. Stoſsfugen. Unter den Stoſsflächen werden mitunter diejenigen, welche im Aeuſseren des Mauerwerkes nicht durch Fugenlinien kenntlich werden, als Zwiſchenflächen bezeichnet. Es werden dieſelben nur in einem Durchſchnitt ſichtbar. Man nennt dieſelben wohl auch gedeckte Fugen im Gegenſatz zu den äuſserlich ſichtbar werdenden offenen Stoſsfugen.

Der Mauerabſchnitt zwiſchen zwei fortlaufenden Lagerflächen heiſst Mauerſchicht (Wölbſchicht). Durch die Lagerflächen wird der Hauptdruck von einer Schicht auf die benachbarte übertragen; deſshalb hat man den Lagerflächen eine der Natur des Steinmateriales entſprechende Gröſse zu geben. Sie iſt mindeſtens ſo groſs zu machen, daſs auch unter den ungünſtigſten Verhältniſſen der Druck pro Flächeneinheit die zuläſſige Beanſpruchung nicht überſteigt. Bei Verwendung von künſtlichen Steinen hat man die Beſtimmung dieſer Gröſse allerdings nicht in der Hand. Die Druckfeſtigkeit der Steine, quadratiſche Druckfläche vorausgeſetzt, nimmt

---

4) Siehe im vorliegenden Bande: Abth. III, Abſchn. 1, A: Wände.

5) Siehe Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches« (Art. 252, S. 231).

6) Siehe: WINKLER, E. Die Lehre von der Elaſticität und Feſtigkeit etc. 1. Theil. Prag 1867. §. 12 (S. 8).

zu mit abnehmender Höhe; ſie nimmt auch noch unter Würfelhöhe zu [7]); daher iſt es zweckmäſsig, die Höhe oder Stärke einer Schicht, die der Höhe einer Stoſsfläche entſpricht, nicht gröſser als die kleinſte Dimenſion der Lagerfläche eines Steines zu nehmen, ſondern eher noch geringer.

Die Länge der Lagerfläche hängt von der Biegungsfeſtigkeit des Steinmateriales ab. Es kommt dieſe in Frage, weil beim Mauerwerk ſelten ganz präciſe Arbeit vorauszuſetzen iſt und deſshalb einzelne Steine hohl zu liegen kommen können. Die Biegungsfeſtigkeit der Steine iſt bekanntlich ſehr gering und daher die Länge der Lagerflächen und mit dieſen die Länge der Steine eine entſprechend beſchränkte. Unter Berückſichtigung deſſelben Umſtandes darf auch die Stoſsfläche im Verhältniſs zur Lagerfläche nicht zu klein genommen werden. Daraus ergiebt ſich eine kurze gedrungene Form der Steine als die zweckmäſsigſte, wozu noch der früher beſprochene wünſchenswerthe Parallelismus der gegenüber liegenden Flächen tritt.

15. Wahl der Lagerflächen.

Wären alle Steinmaterialien von vollſtändig homogener Beſchaffenheit, ſo würden alle Seiten derſelben gleich gut im Stoff geeignet ſein, als Druck empfangende Lagerflächen zu dienen. Bei künſtlichen Steinen iſt dieſe Eigenſchaft vorauszuſetzen, und ſie kann bei dieſen auch beſchafft werden. Bei den zu Hochbauten zumeiſt verwendeten natürlichen Steinen, bei den geſchichteten Geſteinen, iſt dieſe Eigenſchaft in Folge der natürlichen Schichtung gewöhnlich aber nicht vorhanden. Es beſitzen dieſelben normal zur natürlichen Schichtung gröſsere Druckfeſtigkeit, als parallel zu derſelben. Man hat daher zu Lagerflächen die Bruch-Lagerflächen zu verwenden [8]).

16. Gröſse der Steine.

Die Rückſicht auf die innere Structur der Steine iſt zum Theile auch maſsgebend für die Beſtimmung der Gröſse derſelben. Da nach den vorhin angegebenen Gründen die natürliche Schichtung immer normal zur Druckrichtung gelegt werden ſollte, ſo iſt die dieſer Richtung entſprechende Dimenſion des Steines, die Höhe oder Dicke deſſelben, abhängig von der Stärke der Gebirgsſchichten, von der Mächtigkeit der Bänke in den Steinbrüchen der Bezugsorte. Länge und Breite der Werkſtücke aus natürlichem Stein müſſen weiter zu ihrer Höhe in einem angemeſſenen Verhältniſs ſtehen, das abhängig iſt von der Biegungsfeſtigkeit des betreffenden Materiales, wie dies ſchon früher ausgeführt wurde. Im Allgemeinen kann man wohl ſagen, daſs man bei nicht ſehr feſten Sand- und Kalkſteinen das Doppelte, bei feſten Sand- und Kalkſteinen das Dreifache, bei Marmor das Vierfache, bei Granit und entſprechenden Materialien das Fünffache der Höhe zur Länge nehmen kann. Die Breite wird zwiſchen der einfachen und doppelten Höhe bemeſſen, darf aber nicht geringer als dieſe ſein (von Verblendungen mit Platten natürlich abgeſehen). — Bei den künſtlichen Steinen iſt die Gröſse abhängig von der Grenze, bis zu welcher man eine homogene und feſte Maſſe erzeugen kann.

Auſser von dieſen in der Natur der Materialien begründeten Bedingungen für die Gröſsenbeſtimmung der Steine iſt dieſelbe auch noch abhängig von der Möglichkeit des Transportes und von der Art des Verſetzens im Bau. Beim Verſetzen der Steine mit der Hand müſſen die Steine handlich bleiben, dürfen alſo ein gewiſſes Gewicht nicht überſchreiten, während ſonſt das gröſste zuläſſige Gewicht von der Leiſtungsfähigkeit der zur Verfügung ſtehenden Hebemaſchinen abhängig iſt.

---

7) Siehe: Bauschinger, J. Mittheilungen aus dem mechaniſch-techniſchen Laboratorium der k. polytechniſchen Schule in München. VI. Heft. München 1876. S. 7.

8) Die natürliche Schichtung wird mitunter auch das Loos genannt.

17. Steinverband und Steinverbindung.

Aus der Erfahrung hat ſich ergeben, daſs man bei den in der Baupraxis bevorzugten, regelmäſsig ſpaltenden Steinen am ſolideſten, bequemſten und billigſten in Schichten mit durchgehenden parallelen Lagerflächen mauert, d. h. indem man eine Anzahl gleich hoher Steine in einer Schicht vereinigt. Bei lothrechten Mauern hält man auſserdem noch horizontale ebene Lagerflächen für praktiſch [9]). Werden bei Verwendung von Mörteln hierbei noch die Mörtelbänder zwiſchen den Schichten von durchgehends gleicher Dicke gehalten, ſo erzielt man dabei noch ein möglichſt gleichmäſsiges Setzen, das innerhalb eines Mauerwerkes hauptſächlich durch die Zuſammenpreſſung des Mörtels und das Schwinden deſſelben verurſacht wird.

Trotz dieſer praktiſch zweckmäſsigen Anordnungen ſind in Folge von auf das Mauerwerk wirkenden Drücken Verſchiebungen einzelner Steine innerhalb deſſelben möglich. So weit dies überhaupt angeht, ſind dieſe Verſchiebungen auf zweierlei Weiſe zu verhindern:

a) Durch eine zweckmäſsige Aneinanderreihung oder Verkettung der Steine innerhalb einer Schicht und zweckmäſsige Zueinanderordnung der Stoſsfugen einer Schicht zu denen einer folgenden; es iſt dies der Steinverband.

b) Durch Hinzuziehung von Hilfsmitteln, die eine iſolirte Bewegung einzelner Steine in einer Schicht unabhängig von einer anderen durch Befeſtigung der Steine unter einander verhüten ſollen. Wir wollen die Arten dieſer Befeſtigungen als Steinverbindungen [10]) bezeichnen. Es können dieſelben auf dreierlei Weiſe hergeſtellt werden:

1) durch Verbindung mittels der ſog. Bindemittel (Mörtel);

2) durch beſondere Formung der Fugenflächen, und

3) durch beſondere Hilfsſtücke von Stein, Holz oder Metall.

Iſt nur ein Hauptdruck vorhanden und liegen dabei die Lagerfugen theoretiſch richtig, alſo normal zur Druckrichtung oder innerhalb der zuläſſigen Abweichung von derſelben (z. B. bei lothrechten Mauern mit lothrechter Belaſtung oder bei richtig conſtruirten Gewölben), ſo reicht man mit dem Steinverband aus. Eben ſo wenn noch zufällige Beanſpruchungen (anders gerichtete Drücke oder Zugſpannungen) hinzutreten und auf dieſe im Verband Rückſicht genommen wird. In der Regel wird aber die unter b, 1 angeführte Verbindung durch den Mörtel hinzugezogen, und es wird dieſe um ſo wichtiger, je kleinſtückiger, weniger gut bearbeitet oder unregelmäſsiger das Material iſt. Es wird dieſelbe unentbehrlich, wenn man überflüſſige Mauerſtärken vermeiden will bei nicht richtiger Lage der Lagerflächen zur Druckrichtung und wenn mögliche zufällige Beanſpruchungen im Verbande nicht genügend berückſichtigt ſind. Es werden dann häufig noch die unter b, 2 und b, 3 angeführten Verbindungen angewendet. Die bloſse Verwendung der Verbindungen ohne einen Verband kommt bei rationellen Stein-Conſtructionen nicht vor, abgeſehen natürlich von den ſchon mehrfach erwähnten Conſtructionen, deren Exiſtenz auf der bloſsen Verbindung durch Mörtel beruht oder die ganz aus derartigen Bindemitteln beſtehen (Guſs- und Stampfmaſſen).

Die Verbindungen werden ſpäter (in Kap. 3) näher zu erörtern ſein; dagegen ſollen jetzt ſchon die allgemeinen Grundſätze für die Steinverbände feſt geſtellt werden.

---

9) Da bei lothrechten Mauern der Hauptdruck meiſt vertical iſt, ſo empfiehlt ſich, den Auseinanderſetzungen in Art. 13 (S. 13) entſprechend, auch vom theoretiſchen Standpunkte aus die horizontale Lage der Lagerflächen.

10) Analog der Unterſcheidung von Holzverband und Holzverbindung.

18. Grundſätze für den Steinverband.

Als Aufgabe des Verbandes war die Verhütung von Verſchiebungen einzelner Steine bezeichnet worden. Denken wir uns ein Mauerwerk durch einen iſolirten Hauptdruck D beanſprucht und die Steine in der in Fig. 1 angegebenen Weiſe angeordnet, alſo mit in verticalem Sinne durchgehenden Stoſsflächen, ſo wird von der Mauer nur der ſchraffirte Theil durch D in Anſpruch genommen. Es könnten ſich in demſelben die Steine unabhängig von den benachbarten bewegen; an einer Bewegung würden ſie höchſtens durch Reibung in den Stoſsfugenflächen gehemmt. Wir haben keinen Verband. Ordnen wir dagegen die Steine in der in Fig. 2 angenommenen Weiſe an, ſo haben wir einen Verband; denn es können nun durch den

Fig. 1.

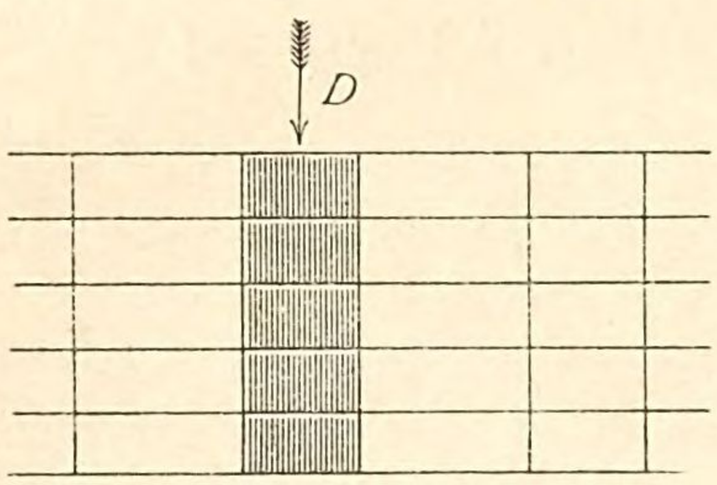


Fig. 2.

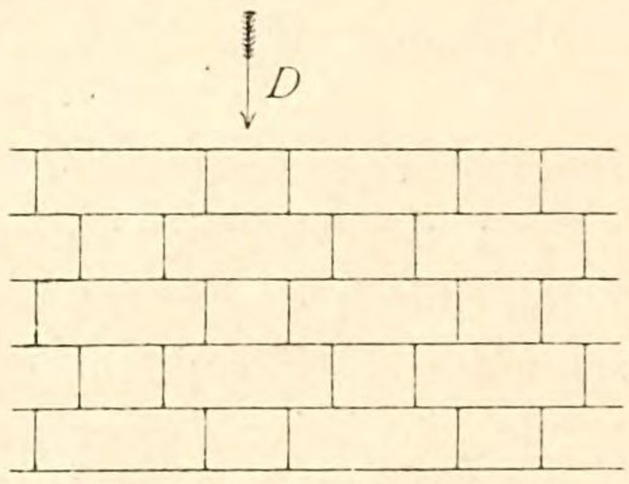
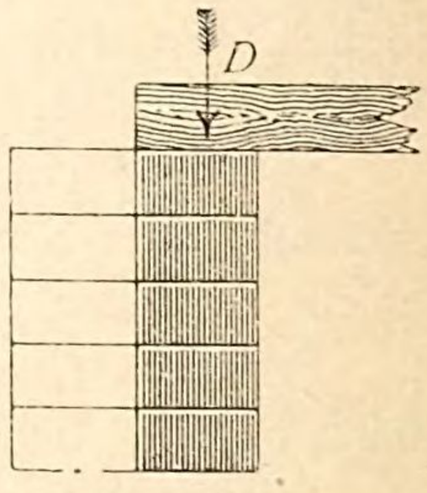


Fig. 3.



Druck D nicht mehr bloſs einzelne, unmittelbar lothrecht über einander liegende Steine verrückt werden; ſondern an einer etwaigen Verrückung müſſte eine ganze Zahl von benachbarten theilnehmen. Es wird hierbei gleichzeitig etwas anderes Wichtiges erreicht: der iſolirte Druck D wird auf einen gröſseren Theil der Mauer vertheilt, ein einzelner Stein in derſelben viel weniger auf Zerdrücken in Anſpruch genommen.

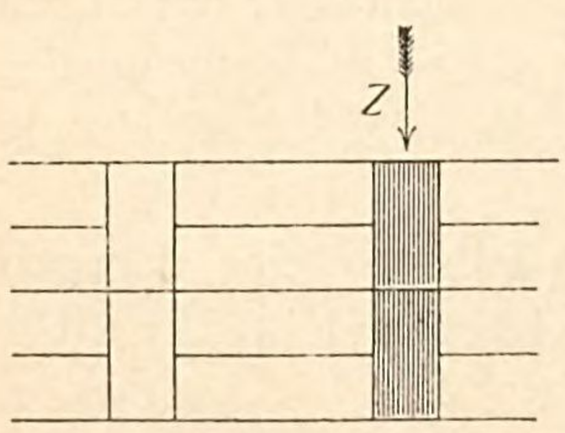
Iſolirte Hauptdrücke kommen bei Hochbauten öfters vor, z. B. bei den einzelnen Balken einer Balkenlage ohne Mauerlatte, bei Tragbalken einer Decken-Conſtruction, bei Bindern der Dachwerke, bei Säulenſtellungen etc.

Denken wir uns ferner den Fall, daſs ein iſolirter Hauptdruck nicht in der ganzen Stärke einer Mauer zur Wirkung gelangt, wie in Fig. 3 (Querſchnitt in Richtung der Mauerdicke) angenommen, ſo wird eine Längsſpaltung der Mauer eintreten können, wenn derſelben nicht durch einen Verband in Richtung der Stärke der Mauer vorgebeugt wird.

Zu den Hauptdrücken, mögen ſie nun gleichmäſsig vertheilt oder iſolirt auftreten, kommen häufig noch zufällige Beanſpruchungen hinzu, und zwar:

1) Solche normal zur Richtung des Hauptdruckes und normal zur Anſichtsfläche des Mauerwerkes (Stöſse etc., Z in Fig. 4); gehen dabei die Stoſsflächen durch die ganze Mauerdicke hindurch, wie in Fig. 4 (Aufſicht auf eine Lagerfläche) angenommen, ſo werden die zwiſchen zwei Stoſsflächen gelegenen Steine allein beanſprucht und durch die Mauer geſchoben werden können, ohne daran durch ihre Nachbarn gehindert zu ſein. Dem würde auch durch einen Verband abgeholfen werden können [11]).

Fig. 4.



2) Kräfte, gleichfalls normal zur Richtung des Hauptdruckes, aber parallel zur Anſichtsfläche des Mauerwerkes,

11) Es muſs hier angeführt werden, daſs man doch, aus praktiſchen Gründen, vielfach die Stoſsflächen durch die Mauerſtärke hindurchlaufen läſſt, dafür aber oft Steinverbindungen hinzuzieht.

die von partiellen Senkungen, Erſchütterungen etc. herrühren und als Druck- oder Zugſpannungen auftreten können. Auch in dieſen Fällen wirkt ein Verband günſtig für den Zuſammenhalt des Mauerwerkes.

Eine Bewegung der Schichten über einander in Folge von ſo gerichteten Kräften iſt dadurch aber noch nicht ausgeſchloſſen und nur durch Aufgeben der Mauerung in Schichten oder durch Anwendung von Steinverbindungen zu verhüten.

Von den Urſachen, welche Längsſpannungen in einem Mauerwerk hervorrufen, muſs eine, als bisher zu wenig beachtet und erkannt, hier beſonders hervorgehoben werden. Es iſt dies die Ausdehnung und Zuſammenziehung des Steinmaterials bei Temperatur-Zu- und -Abnahme. Es iſt dieſe Veränderlichkeit des Volums durchaus nicht unbedeutend, wie aus den unten mitgetheilten Zahlen hervorgeht. (Der Ausdehnungs-Coefficient für Sandſtein nähert ſich, der für Portland-Cement-Sand-Mörtel iſt gleich dem von Eiſen, und der von Gyps iſt ſogar gröſser.) Durch dieſelbe können bei lang ausgedehnten Mauerwerken Verſchiebungen von Steinen und Riſſe entſtehen; desgleichen können dann, wenn die Mauerenden feſt gehalten ſind, gefährliche Ausbauchungen ſich bilden. Es mögen derartige Erſcheinungen, für die man ſonſt keine genügende Urſache nachweiſen konnte, oft auf dieſe Veränderlichkeit der faſt allgemein für volumbeſtändig gehaltenen Stein- und Mörtel-Materialien zurückgeführt werden können.

Die umfaſſendſten Verſuche über die Ausdehnung der Mauerwerke, welche dem Verfaſſer bis jetzt bekannt geworden ſind, ſind diejenigen *Bouniceau*'s [12]). Als Mittelwerthe aus je zwei Verſuchen giebt derſelbe folgende Ausdehnungs-Coefficienten an (lineare Ausdehnung für 1 Grad C. [13]):

Guſs aus reinem Portland-Cement	0,0000107
Guſs aus Portland-Cement-Mörtel	0,0000118
(1 Theil Cement, 2 Theile Quarzſand)	
Backſteinmauerwerk in Portland-Cement-Mörtel .	0,0000089
(die Ziegel als Binder verlegt)	
Daſſelbe (die Ziegel als Läufer verlegt) . . .	0,0000046
Portland-Cement-Beton	0,0000143
Kalkſteinquader von Ranville	0,0000075
Desgl. von der Maladrerie bei Caen	0,0000089
Granitquader von Diélette	0,0000079
Marmor	0,0000054
Weiſser Gypsguſs	0,000016 6.

Als Mittel zur Verhinderung der ſchädlichen Wirkung der Ausdehnung der Steine durch Temperaturerhöhung ſchlägt *Bouniceau* vor, bei lang ausgedehnten Mauer-Conſtructionen, wie z. B. Umfaſſungsmauern, Quaimauern etc., in Intervallen Schlitze von einigen Millimeter oder Centimeter Breite einzuſchalten.

Aus den gegebenen Beiſpielen ergiebt ſich als erſter allgemeiner Hauptgrundſatz für die Steinverbände, daſs in zwei auf einander folgenden Schichten keine Stoſsflächen auf einander treffen dürfen, ſondern gegenſeitig verſetzt ſein müſſen, und daſs ferner auch in der Richtung der Stärke und Länge des Mauerwerkes wo möglich keine Stoſsflächen ganz durchlaufen ſollten.

Berückſichtigt man weiter, daſs die Feſtigkeit eines Verbandes nicht allein von der Anordnung der Stoſsfugen abhängen kann, ſondern auch von der eigenen Feſtigkeit der einzelnen Steine abhängig ſein muſs, und daſs in den Stoſsfugen, wenn

---

12) Mitgetheilt in: *Annales des ponts et chauſſées* 1863, 1. Sem., S. 178.

13) Des Vergleiches wegen ſeien aus Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches«, Art. 163 (S. 184) die Ausdehnungs-Coefficienten für Eiſen (auf 1 Grad C. umgerechnet) wiederholt:

Guſseiſen	0,0000132
Schmiedeeiſen	0,0000145
Stahl	0,0000135.

keine künſtlichen Verbindungen zwiſchen den Steinen angewendet ſind, irgend welche Feſtigkeit nicht vorhanden iſt, ſo läſſt ſich weiter als zweiter Grundſatz für die Steinverbände folgern, daſs ein Verband um ſo feſter ſein wird, je weniger Stoſsflächen innerhalb der Ausdehnung dieſes Mauerwerkes in eine zur Hauptdruckrichtung parallele Ebene fallen.

Dieſen Grundſätzen kann man durch Verſchiedenheit der Dimenſionen der einzelnen Steine oder durch Verwendung verſchieden groſser Steine und durch verſchiedene Lage der gleich oder verſchieden groſsen Steine in den Schichten gerecht werden.

19. Benennung der Steine und Schichten.

Je nach der Anordnung der Steine in den Schichten erhalten dieſelben verſchiedene Namen, die für alle Mauermaterialien giltig ſind und deſshalb gleich hier aufgeführt werden können.

Diejenigen Steine, welche mit ihrer längſten Seite in der Anſichtsfläche des Mauerwerkes oder parallel zu derſelben liegen, heiſsen Läufer. Dagegen nennt man die Steine, welche mit ihrer Länge in das Mauerwerk eingreifen oder tiefer in daſſelbe hineinreichen, als die über oder unter ihnen liegenden Steine, dieſelben alſo überbinden, Binder. In demſelben Sinne wird auch die Bezeichnung Strecker verwendet, die man mitunter aber auch nur auf Binder bezieht, welche durch die ganze Conſtructionsſtärke hindurchreichen. Für dieſen Fall werden aber auch die Namen Durchbinder oder Ankerſteine benutzt [14]).

Schichten, die nur aus Läufern oder nur aus Bindern zuſammengeſetzt ſind, oder wenigſtens in der Mauerfläche als ſo zuſammengeſetzt zur Erſcheinung gelangen, heiſsen Läufer-, bezw. Binderſchichten.

Die in der Anſichtsfläche des Mauerwerkes liegende Fläche des Steines, die alſo einen Theil der erſteren bildet, nennt man das Haupt oder die Anſichtsfläche. Mit dieſer Bezeichnung in Zuſammenhang ſteht die Benennung von Verbandmauerwerken, bei denen nur eine oder alle beiden Langſeiten zur äuſseren Erſcheinung gelangen, als einhäuptige und zweihäuptige. In demſelben Sinne gebraucht man auch die Benennungen Stirn- und Kopfflächen. Bei den Lagerflächen unterſcheidet man das obere und das untere Lager.

Die Längenrichtung der Aufsenſeite einer Mauer nennt man die Flucht derſelben.

---

2. Kapitel.

Steinverband.

20. Allgemeines.

Aus den Erörterungen des 1. Kapitels ergab ſich die kurze, parallelepipediſche Geſtalt der Steine als die zweckmäſsigſte zur Herſtellung eines regelrechten Steinverbandes. Halten wir dann weiter feſt, daſs es Aufgabe des letzteren iſt, die Steine innerhalb einer Schicht ſowohl, als auch in Beziehung zu den benachbarten Schichten zweckmäſsig zu einander zu ordnen, ſo leuchtet ein, daſs bei einer bloſs theoretiſchen Beſprechung der Steinverbände die abſolute Gröſse der Stücke nicht in Betracht zu kommen hätte, während das Verhältniſs der drei Dimenſionen eines parallelepipediſchen Stückes zu einander eine groſse Rolle ſpielen muſs. In der Praxis kommt

---

[14]) Da die Bezeichnung »Strecker« auch manchmal für Läufer verwendet wird, ſo erſcheint es zweckmäſsig, dieſelbe ganz zu vermeiden.

aber die abſolute Gröſse der Stücke für den Verband in ſo fern in Betracht, als man bei Herſtellung eines Mauerwerkes aus den gröſseren natürlichen Steinen mit einfacheren Anordnungen in der Regel ausreicht, während bei Anfertigung deſſelben Mauerwerkes aus den kleineren künſtlichen Steinen die Verbandregeln in voller Ausdehnung zur Anwendung gelangen müſſen. Ferner iſt zu berückſichtigen, daſs die gröſseren Stücke bereits durch ihr Eigengewicht eine geſicherte Lage bekommen, daſs bei ihnen ſchon aus dieſem Grunde eine laxere Behandlung des Verbandes zuläſſiger erſcheint, als bei kleinen Steinen, die ſelbſt durch geringe Stöſse aus ihrer Lage verrückt werden können. Es folgt hieraus, daſs eine Erörterung der Verbände namentlich mit Rückſicht auf die kleinſtückigen künſtlichen Steine zu erfolgen hat. Dies wird noch mehr begründet dadurch, daſs für die künſtlichen Steine die Dimenſionen und die Verhältniſſe derſelben unter einander ein für allemal feſt geſtellt werden können, und zwar mit Rückſicht auf Ermöglichung eines regelrechten Verbandes, während für die natürlichen Steine die Dimenſionen bei jedem Bau innerhalb gewiſſer, durch die Verhältniſſe der Steinbrüche gegebenen Grenzen an den meiſten Orten beliebig beſtimmt werden.

Aus den angeführten Gründen ſcheint es zweckmäſsig, an der Praxis früherer Lehrbücher feſt zu halten und die Steinverbände zunächſt für die noch immer am häufigſten verwendeten Backſteine zu beſprechen.

a) Steinverbände für Mauerwerke aus Backſteinen.

21. Dimenſionen der Backſteine.

Um einen regelrechten Mauerverband herſtellen zu können, iſt es nothwendig, daſs man die Backſteine nach allen drei zu einander ſenkrechten Richtungen an einander ſchieben kann, ohne daſs ſich irgend welche ſtörenden Vorſprünge ergeben. Dies iſt möglich, wenn im Allgemeinen die Länge l des Steines gleich iſt der doppelten Breite b und die Breite gleich der doppelten Dicke h, wenn alſo zwiſchen den Dimenſionen die Proportion

$$h : b : l = 1 : 2 : 4$$

vorhanden iſt. Auch bei ſorgfältiger Fabrikation ſind aber kleine Differenzen zwiſchen den Steinen eines und deſſelben Brandes, eben ſo wie kleine Unebenheiten gewöhnlich nicht zu vermeiden; ferner müſſen die Backſteine mit einem Mörtel vermauert werden, ſo daſs alſo zwiſchen den einzelnen Steinen ein Zwiſchenraum, die Fugendicke (6 bis 15 mm), die wir mit f bezeichnen wollen, ſich ergiebt, was bei der Proportionirung der Steine zu berückſichtigen iſt. Aus Fig. 5 u. 6, worin die Lagen, in welchen die Mauerſteine zu einander gelegt werden können, dargeſtellt ſind, ergeben ſich dann folgende Beziehungen:

Fig. 5.

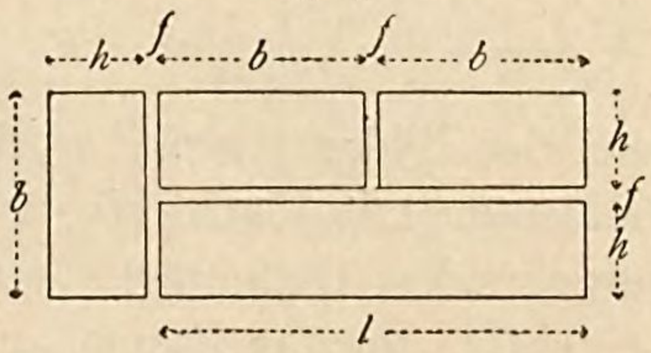
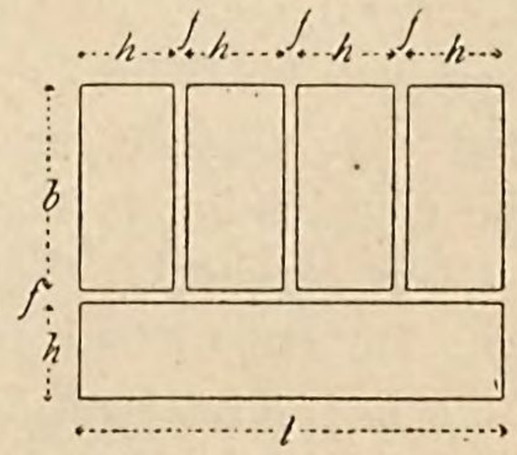


Fig. 6.



$$l = 2b + f = 4h + 3f;$$

$$b = 2h + f = \frac{l - f}{2};$$

$$h = \frac{b - f}{2} = \frac{l - 3f}{4}.$$

Das Format der Backſteine iſt durch dieſe Beziehungen genau beſtimmt, wenn man eine immer einzuhaltende Fugendicke und eine der drei Dimenſionen feſt ſtellt.

Zu letzterer eignet ſich am beſten die Dicke h der Steine, weil dieſe ein gewiſſes Maſs nicht überſchreiten darf, ſobald die Steine beim Brennen eine durchweg gute Qualität erhalten ſollen. Der »Deutſche Verein für Fabrikation von Ziegeln, Thonwaaren, Kalk und Cement« hat[15]) als Maximalmaſs in dieſer Beziehung 65 mm bezeichnet. Nimmt man eine Fugendicke von 10 mm an, ſo ergeben ſich dann nach obigen Formeln für dieſe Dicke die Dimenſionen

$$h = 65 \text{ mm}, \quad b = 140 \text{ mm} \quad \text{und} \quad l = 290 \text{ mm}.$$

Es ſind dies die Dimenſionen des neuen öſterreichiſchen Normal-Ziegelformates[16]).

Dieſes öſterreichiſche Format iſt alſo in Rückſicht auf den Verband ein theoretiſch ganz richtiges, das aber aus hier nicht weiter zu erörternden Gründen als ziemlich groſs erſcheint. Im Gebiete des ehemaligen Norddeutſchen Bundes hielt man ein kleineres Format für zweckmäſsiger und beſtimmte daſſelbe zu

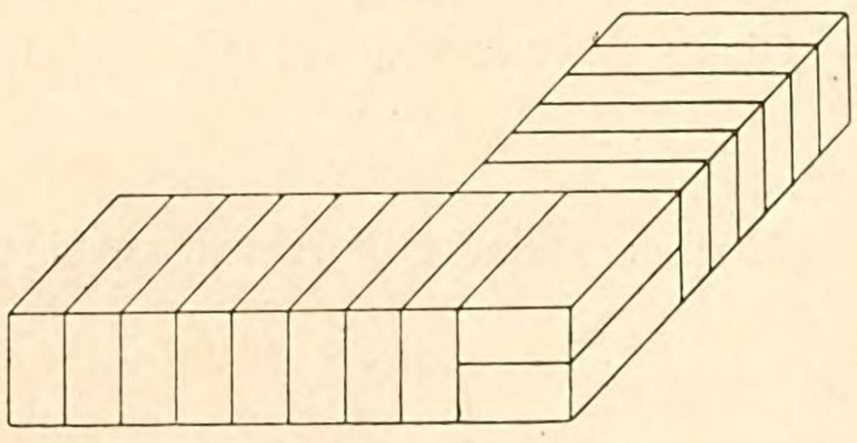
$$h = 65 \text{ mm}, \quad b = 120 \text{ mm} \quad \text{und} \quad l = 250 \text{ mm},$$

unter Zugrundelegung einer Stoſsfugendicke von 10 mm. Die Mehrzahl der deutſchen Regierungen hat dieſes deutſche Normal-Ziegelformat[17]) für die Staatsbauten vorgeſchrieben; auch hat es ſich im Privatbau ſehr viel Eingang verſchafft, obgleich auch noch immer gröſsere Formate (ſo in Bayern) und kleinere (theilweiſe in Norddeutſchland) angewendet werden.

Bei dieſem deutſchen Normal-Ziegelformat iſt die Länge das Doppelte der Breite plus einer Fugenſtärke, während die zu dieſem Format nach obigen Formeln zugehörige Steindicke anſtatt 65 mm nur 55 mm betragen dürfte.

Dieſe Unrichtigkeit des Formates macht ſich geltend, wenn die ſog. Rollſchichten mit Läufer- oder Binderſchichten in Verband treten ſollen. Unter einer Rollſchicht verſteht man eine ſolche Schicht, deren Höhe gleich der Ziegelbreite iſt und bei welcher die Steine mit ihrer Länge normal zur Mauerflucht liegen (Fig. 7). Der Formatfehler zeigt ſich darin, daſs zwei flach über einander gelegte Steine mit einer Lagerfuge zwiſchen ſich die Rollſchicht um 20 mm überragen müſſen, was namentlich im Backſtein-Rohbau unangenehm werden kann, in welchem bei der Bildung von Sockelmauern und Geſimſen häufig der Fall eintritt, daſs Rollſchichten mit Flachſchichten in Verband zu treten haben. Man hat aber die ſo ſich ergebenden Uebelſtände anderen Gründen gegenüber doch nicht erheblich genug erachtet, um das Format anders zu bilden[18]).

Fig. 7.



Bei Mauerwerk aus Flachſchichten iſt keine Nothwendigkeit vorhanden, die Dicke der Lagerfugen gleich jener der Stoſsfugen zu halten. Für die gewöhnlichen Mauerſteine (ordinäre Backſteine) iſt eine Lagerfuge von 10 mm Dicke etwas wenig; nimmt man dieſelbe zu ca. 12 mm an, ſo erreicht man den Vortheil, daſs auf 1 m Höhe eine beſtimmte Anzahl von Schichten, nämlich 13 ſolcher kommen[19]).

22. Steintheile.

Um regelrechte Verbände bilden zu können, genügen nicht die ganzen Steine allein; ſondern es ſind noch Stücke derſelben nothwendig, die durch Halbirung und

15) In der Generalverſammlung zu Berlin am 8. u. 9. Februar 1869.

16) Beſchluſs des öſterreichiſchen Architekten- und Ingenieur-Vereins 1874.

17) Zuerſt vorgeſchlagen vom erwähnten »Deutſchen Verein für Fabrikation von Ziegeln, Thonwaaren etc.«

18) Genaueres über Feſtſtellung eines guten Backſteinformates und über die Beſtimmung des deutſchen Normalformates ſiehe in: Deutſche Bauz. 1869, S. 146, 257, 269 u. 281.

19) Ueber die daraus reſultirende einfache Maſſenberechnung ſiehe: Deutſche Bauz. 1869, S. 630.

Viertheilung gebildet werden. Die Bezeichnung für diese Steintheile ist in den verschiedenen Gegenden Deutschlands etwas verschieden. Wir wollen die folgende Bezeichnungsweise, welche uns als die consequenteste und am wenigsten zu Verwechselungen Anlass gebende erscheint, für künftighin adoptiren:

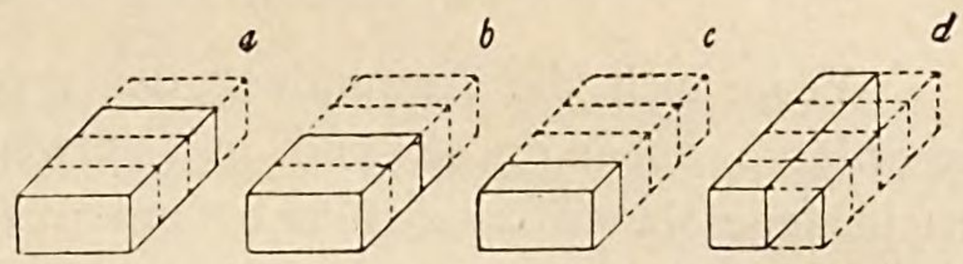
1) ein Stück von der vollen Steinbreite und drei Viertel der Länge = Dreiquartier (Dreiviertelstein, Fig. 8 *a*);

2) ein Stück von der vollen Steinbreite und zwei Viertel der Länge = Zweiquartier (halber Stein, Fig. 8 *b*);

3) ein Stück von der vollen Steinbreite und ein Viertel der Länge = Quartier (Einquartier, Fig. 8 *c*[20]);

4) ein Stück von der ganzen Steinlänge und halber Breite = Längsquartier (langes Quartier, Riemchen, Riemstück, Riemenstein, Fig. 8 *d*[21]).

Fig. 8.



Diese Stücke müssen leider gewöhnlich durch Behauen und Spalten der ganzen Steine hergestellt werden, wodurch sich viel Bruch ergiebt, abgesehen davon, dass durch die starken Erschütterungen hierbei die Festigkeit des Materiales leidet. Die Maschinensteine lassen sich häufig gar nicht in regelmäßige Stücke zerschlagen. Deswegen wäre es zweckmäßig, wenn die Ziegeleien solche Theilstücke geformt auf Lager halten würden.

Um nicht unnützen Verhau zu bekommen, macht man die Mauerstärken immer als ein Vielfaches der Steinbreiten und benennt sie dem entsprechend. Man spricht von ½ Stein, 1 Stein, 1½ Stein, 2 Stein etc. starken Mauern.

Unter Zugrundelegung des deutschen Normal-Ziegelformates und einer Dicke der Zwischenfugen von 10 mm ergeben sich dann folgende Mauerstärken:

½	Stein	starke	Mauer	= 120	mm	dick,
1	»	»	»	= 250	»	»
1½	»	»	»	= 380	»	»
2	»	»	»	= 510	»	»
2½	»	»	»	= 640	»	»

etc., stets eine Zunahme von 130 mm für ½ Stein.

Würde man geformte Dreiquartiere beziehen können, so wäre man in der Lage, die Mauerstärken auch um ¼ Steinlängen (halbe Steinbreiten) abstufen zu können.

23. Regeln für den Verband.

Es giebt eine ziemliche Zahl von Verbandanordnungen für Backsteine, die nicht alle gleichen Werth besitzen. Als Hauptregeln für einen guten Verband mögen die folgenden angeführt werden; sie entsprechen theils den theoretischen Erörterungen des 1. Kapitels; theils sind sie praktischen Rücksichten entsprungen:

1) Stossfugen dürfen in auf einander folgenden Schichten sich nur kreuzen, aber nie auf einander treffen; es muss immer eine Ueberbindung der Steine von mindestens ¼ Steinlänge (½ Steinbreite) stattfinden. Ein Verband wird im Allgemeinen um so besser sein, je weniger Stossfugen einer Mauer in eine lothrechte Ebene fallen.

2) Im Inneren der Mauer sind wo möglich nur Binder zu verwenden, damit der Tiefe nach eine Ueberbindung der Steine um ½ Steinlänge (1 Steinbreite) sich ergiebt.

---

20) Die Bezeichnung Quartier wird auch noch für kleinere Stücke verwendet.

21) Ein Längsquartier wird häufig auch Kopfstück benannt; doch dürfte es zweckmäßig sein, diese Bezeichnung zu vermeiden, da dieselbe auch für die Zweiquartiere zur Verwendung kommt.

3) Eine Mauer mufs möglichft viele ganze Steine enthalten; Steintheile dürfen nur zur Einrichtung der Verbandordnung Verwendung finden.

Die Lehre von den Steinverbänden ift am meiften in Deutfchland ausgebildet worden; in England und Frankreich finden fich zwar diefelben Verbände; man fcheint aber in diefen Ländern nicht denfelben Werth auf eine theoretifch richtige Durchbildung derfelben zu legen, als dies in unferen Lehrbüchern meift gefchieht. In der praktifchen Anwendung werden aber häufig genug auch bei uns die Regeln aufser Acht gelaffen.

1) Arten des Backfteinverbandes.

24. Aeufsere Erfcheinung.

Wenn auch die Anwendung der verfchiedenen Verbände zum Theile von der Mauerftärke abhängig ift und bei Verwendung eines und deffelben Verbandes für verfchiedene Mauerftärken fich befondere Regeln aufftellen laffen, fo bieten diefelben doch fchon in der äufseren Anficht der mit ihnen hergeftellten Mauern charakteriftifche Eigenthümlichkeiten, die in der verfchiedenen Anordnung der Binder und Läufer in den Schichten und in der Anordnung der Schichten zu einander fich erkennen laffen. Hiernach follen die verfchiedenen Verbände zunächft überfichtlich zufammengeftellt werden.

Eine maffive Mauer zeigt äufserlich:

α) Nur Läufer in allen Schichten (Fig. 9 [22]) — Schornfteinverband; derfelbe wird nur verwendet bei ½ Stein ftarken Mauern; man könnte ihn auch Läuferverband nennen.

β) Nur Binderköpfe in allen Schichten (Fig. 10). Es wird diefer Verband mitunter Kopfverband oder Streckerverband genannt; da aber die Bezeichnungen Kopf und Strecker (fiehe Art. 19 u. 22) in verfchiedenem Sinne verwendet werden, fo ift es vielleicht beffer, den (allerdings etwas fonderbar klingenden) Namen Binderverband zu gebrauchen.

γ) Periodifcher Wechfel von Läufer- und Binderfchichten:

𝔄) regelmäfsiger Wechfel:

a) die Läufer immer lothrecht über einander (Fig. 11) — Blockverband;

b) die Läufer in einer Schicht um die andere um ½ Steinlänge verfchoben (Fig. 12) — Kreuzverband;

Fig. 9.

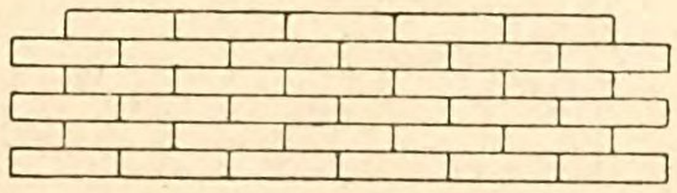


Fig. 10.

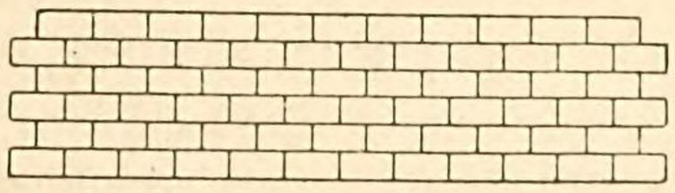


Fig. 11.

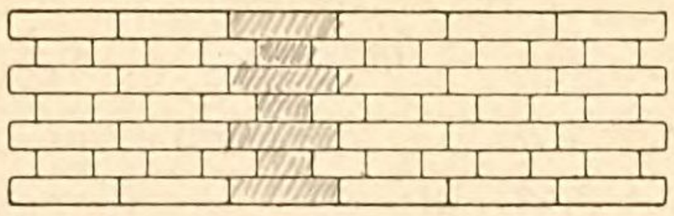


Fig. 12.

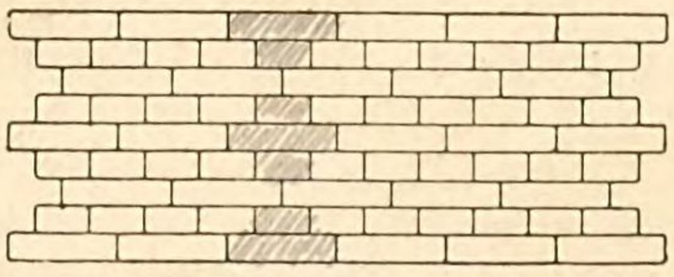


Fig. 13.

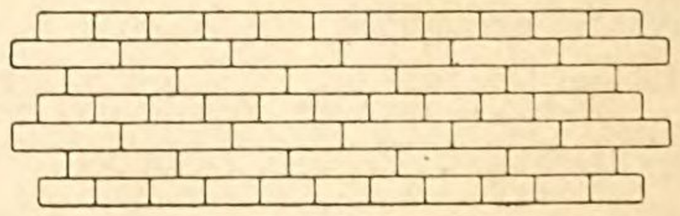


Fig. 14.

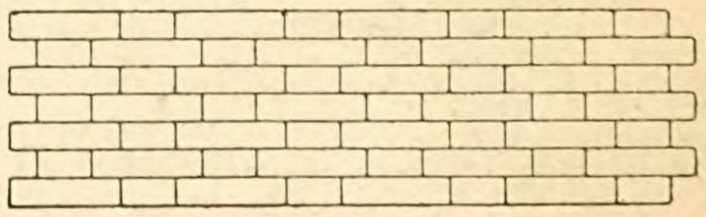
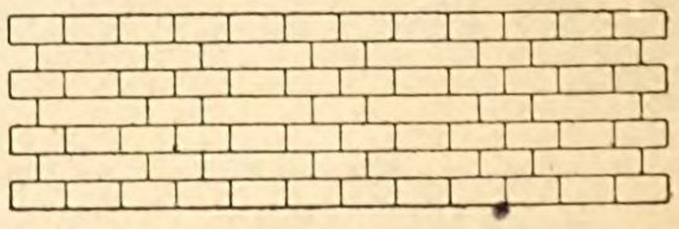


Fig. 15.



22) Sämmtliche Backfteinverbände find im Mafsftabe 1 m = 3 cm dargeftellt.

β) auf 1 Binderſchicht 2, 3 oder mehr Läuferſchichten folgend (Fig. 13) — engliſcher Verband. Nach *Rankine* wird der in Fig. 13 dargeſtellte Verband, bei dem auf 1 Binderſchicht 2 Läuferſchichten folgen, in England für gewöhnliche Fälle als der beſte gehalten.

δ) Läufer und Binder in allen Schichten (Fig. 14) — polniſcher oder gothiſcher Verband (in England flämiſcher Verband genannt).

ε) Binderſchichten wechſeln mit Schichten, in welchen Läufer und Binder vorkommen (Fig. 15) — holländiſcher Verband.

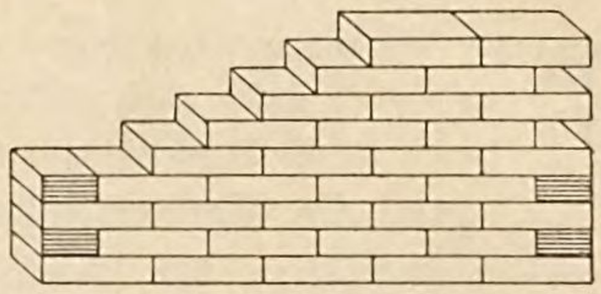
Bei allen dieſen Verbänden liegen die Steine normal zur Mauerflucht. Für ſehr ſtarke Mauern würde noch ein Verband hier anzuführen ſein, der äuſserlich das Block- oder Kreuzverbandmuſter zeigt, im Inneren aber ſich kreuzende Schräglagen von Steinen aufweist. Es iſt dies der ſog. Strom- oder Feſtungs-Verband. Auſserdem iſt noch der figurirte Verband zu erwähnen, deſſen Anordnung ſehr verſchieden ſein kann und mehr mit Rückſicht auf Decoration, als richtige Conſtruction getroffen wird.

Wir übergehen nun zur Beſprechung der einzelnen Verbände für verſchiedene Mauerſtärken und der lothrechten Endigungen der Mauern.

25. Läuferverband.

Beim Läufer- oder Schornſteinverband ergiebt die Steinbreite die Mauerdicke, und der regelrechte Verband iſt einfach durch Verſchiebung der Steine in einer Schicht um die andere um ½ Steinlänge zu erzielen. In jeder Schicht ſind nur Läufer vorhanden, die einander um das gröſstmögliche Stück, nämlich um ½ Steinlänge überbinden. Die lothrechte Endigung der Mauer beſchafft man in einfachſter Weiſe durch Anordnung von Zweiquartieren an einem Ende derſelben, und wenn die Länge der Mauer einer Anzahl von ganzen Steinlängen entſpricht, an allen beiden Enden in der zweiten, vierten, ſechsten etc. Schicht (Fig. 16). Durch die Zweiquartiere wird der Verband eingerichtet. Iſt die Länge der Mauer gleich einer Anzahl ganzer Steine plus einem halben, ſo kommen die Zweiquartiere an den Enden in verſchiedene Schichten zu liegen, während bei Mauerlängen, die eine Anzahl ganzer Steine plus ¼ oder ¾ Steinlänge meſſen, zur Endigung derſelben auf einer Seite abwechſelnd Quartiere und Dreiquartiere erforderlich werden.

Fig. 16.



Die unvollendete Endigung der Mauer auf der rechten Seite in Fig. 16 nennt man eine Verzahnung, die auf der linken Seite eine Abtreppung.

26. Binderverband.

Fig. 18 zeigt die Anwendung des Binderverbandes auf eine 1 Stein ſtarke Mauer, die üblichſte Anwendung deſſelben. Alle Stoſsfugen laufen durch die Mauer hindurch, die nur aus ganzen Steinen gebildet wird, die aber alle nur um ¼ Steinlänge ſich überbinden, worin die Schwäche dieſes Verbandes liegt. Auf der linken Seite der Figur ſind Abtreppung und Verzahnung erſichtlich, während die rechte Seite den lothrechten Abſchluſs der Mauer zeigt mit Zuhilfenahme von 2 als Läufer

Fig. 17.

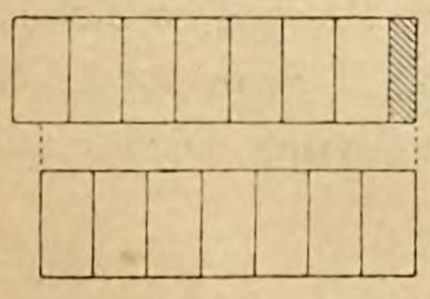


Fig. 18.

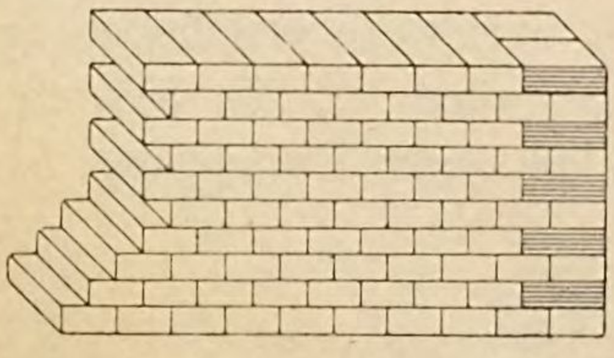
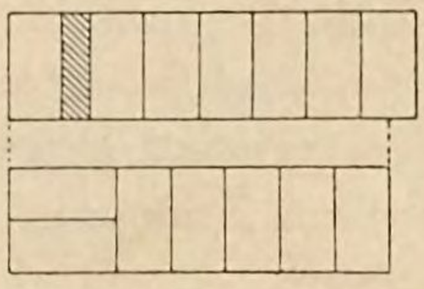


Fig. 19.



angeordneten Dreiquartieren in einer Schicht um die andere. Es ift diefe Anordnung von Dreiquartieren jedenfalls beffer, als die Verwendung der zerbrechlichen Längsquartiere zu demfelben Zwecke, die auf zweierlei Weife erfolgen kann, wie Fig. 17 u. 19 ausweifen. Die Längsquartiere werden entweder an das Ende jeder Schicht gelegt, wo aber diefe langen und fchmalen Stücke leicht aus der Mauer herausgeftofsen werden können, oder fie werden beffer hinter die erften Binder gelegt, wobei dann in der folgenden Schicht zwei ganze Steine als Läufer erforderlich werden. Die Längsquartiere werden von den Maurern gern durch kleine Bruchftückchen erfetzt, was zu Ungunften derfelben hier noch anzuführen ift. Da nun die Anwendung der Dreiquartiere, als der gröfseren Stücke, aufserdem der Verwendung der Längsquartiere auf Grund der allgemeinen Gefetze für die Verbände vorzuziehen ift, fo foll künftighin von der letzteren nur noch ausnahmsweife die Rede fein.

Für fortificatorifche Zwecke kommt vorfchriftsmäfsig der Binderverband auch bei ftärkeren Mauern hie und da zur Anwendung (Fig. 20), jedenfalls in dem Gedanken, dafs eine Mauer dem feindlichen Feuer gröfseren und längeren Widerftand entgegenfetzen werde, wenn die Front aus möglichft viel grofsen Stücken zufammengefetzt fei, dafs die einzelnen Steine dem auftreffenden Gefchofs beffer die kurze Seite, als die lange bieten und dafs bei einer folchen Anordnung, in Folge der kurzen Ueberbindung der Steine nach der Seite hin, die Wirkung des Schuffes auf möglichft kurze Strecken eingefchränkt werde. Will man diefe Vortheile ganz erreichen, fo dürfen in der Front zur Herftellung des Verbandes mit dem Inneren der Mauer nur Dreiquartiere zur Verwendung gelangen (Fig. 21), aber nicht Zweiquartiere (Fig. 22), wie dies in Verkennung der der Vorfchrift zu Grunde liegenden Abficht mitunter gefchehen foll[23]).

Fig. 20.

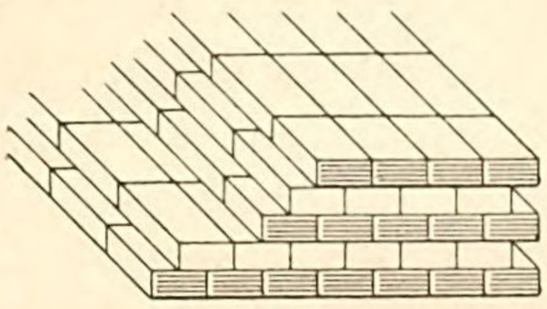


Fig. 21.

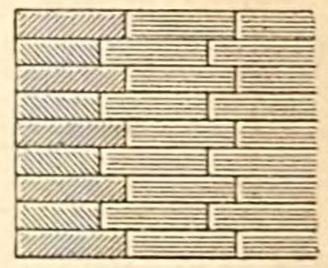
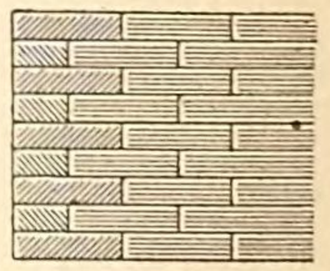


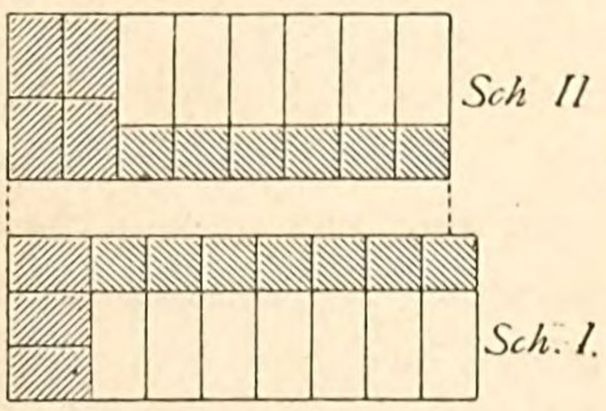
Fig. 22.



Auf die Verwendung diefes Verbandes zur Verblendung von Mauern kommen wir in der Abth. III, Abfchn. 1, A zu fprechen. Er ift für den Backftein-Rohbau von befonderer Wichtigkeit. Doch verdient diefer Verband wegen feiner Einfachheit und Bequemlichkeit auch fonft in geeigneten Fällen, namentlich bei im Ziegelbau ungeübten Maurern, öftere Verwendung.

Stärkere als 1 Stein dicke Mauern (für den gewöhnlichen Hochbau) können allerdings nur mit Hilfe von Zweiquartieren (als Beifpiel ift der Verband für eine $1\frac{1}{2}$ Stein ftarke Mauer in Fig. 23 beigefügt) hergeftellt werden, die entweder durch Halbirung der ganzen Steine oder durch befondere Beftellung in den Ziegeleien zu befchaffen find. In diefer Nothwendigkeit, halbe Steine verwenden zu müffen, liegt der Grund dafür, warum diefer Verband für ftärkere Mauern nicht oft zur Verwendung gelangt. Es liegt fehr nahe, zwei neben einander liegende halbe Steine durch einen ganzen zu erfetzen, und man wird fo ganz von felbft auf den Block- und den Kreuzverband geführt, die fich nur äufserlich vom Binderverband unterfcheiden.

Fig. 23.



27. Blockverband.

Der Blockverband kann für die verfchiedenften Mauerftärken verwendet werden. Es folgt bei ihm auf eine Binderfchicht immer eine Läuferfchicht, deren Stofsfugen gegen die der erfteren um $\frac{1}{4}$ Steinlänge verfchoben find. Die Stofsfugen der Läuferfchichten liegen lothrecht über einander. In Fig. 24 ift eine 1 Stein ftarke Mauer im Blockverband dargeftellt, links mit Abtreppung und Verzahnung, rechts mit der lothrechten Endigung.

23) Siehe: HAARMANN's Zeitfchr. f. Bauhdw. 1872, S. 131.

Fig. 24.

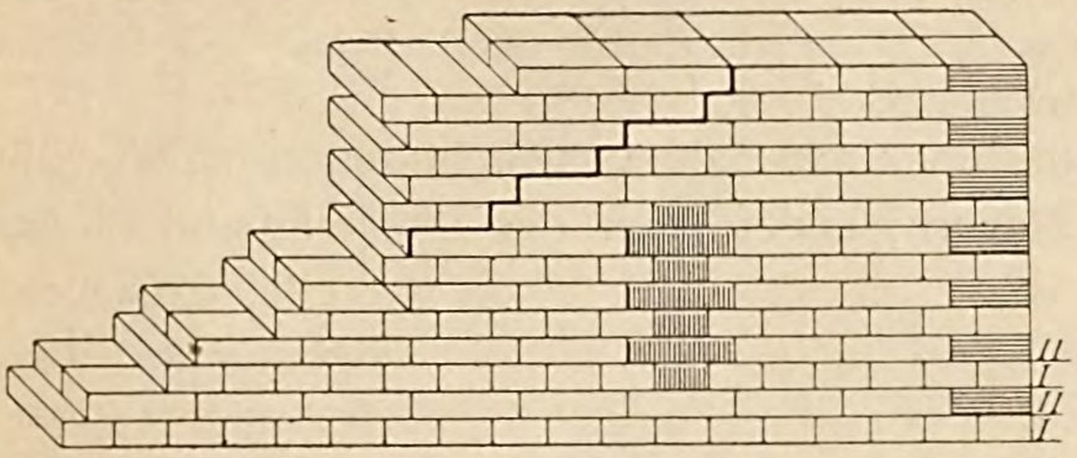
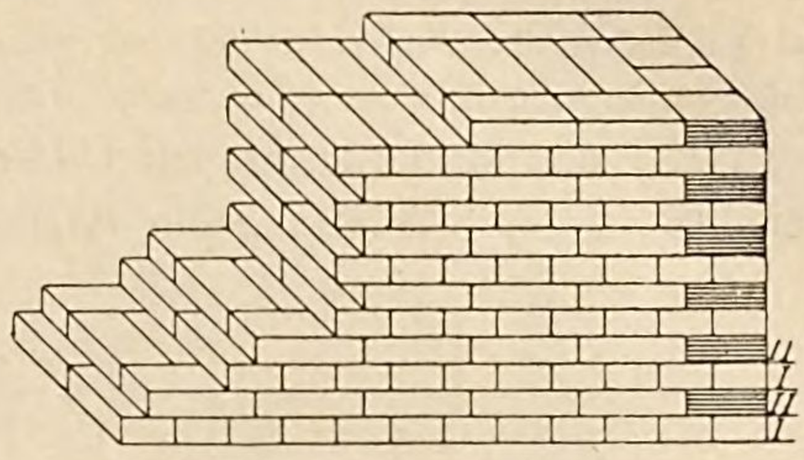
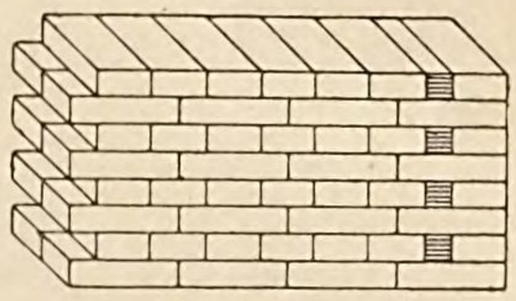


Fig. 25.



Die Abtreppung zeigt ungleich breite Stufen, wechfelnd in den Breiten von $^1/_4$ Stein und $^3/_4$ Stein. Die Verzahnung zeigt gleichmäfsig $^1/_4$ Stein tiefe Lücken.

Fig. 26.



Die lothrechte Endigung ift durch Einlegen von 2 Dreiquartieren an den Enden der Läuferfchichten erzielt (Fig. 27); das Anfichtsmufter ift fchraffirt angegeben. Die lothrechte Endigung kann auch durch Einlegen von Längsquartieren hinter den erften Bindern der Binderfchichten hergeftellt werden (Fig. 26). Die Verwendung von Dreiquartieren ift aber aus den früher angegebenen Gründen vorzuziehen.

Bei der 2 Stein ftarken Mauer (Fig. 25 u. 28) find beide Aufsenfeiten gleich denen der 1 Stein ftarken Mauer gebildet. In den Binderfchichten liegen zwei Reihen Binder hinter einander und bilden fo die Mauerdicke; die Stofsfugen der Binder treffen auf einander; fie gehen in einer Linie durch die Mauer hindurch: fie fchneiden fich. In den Läuferfchichten liegen nur Läufer an den Aufsenfeiten der Mauer; der Zwifchenraum zwifchen denfelben wird durch eine Reihe Binder ausgefüllt, die fo gelegt find, dafs die im Mauerhaupt fichtbar werdenden Stofsfugen auch in diefer Schicht durch die Mauer hindurchgehen und die Binder diefer Schicht gegen die der vorhergehenden um $^1/_4$ Steinlänge verfchoben find.

Fig. 27.

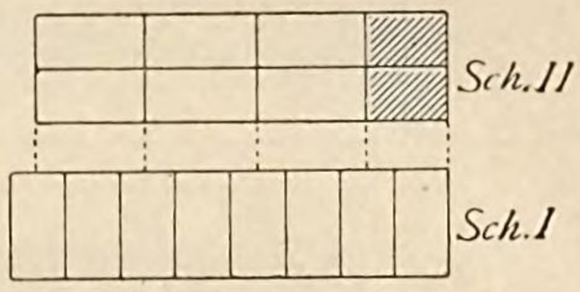
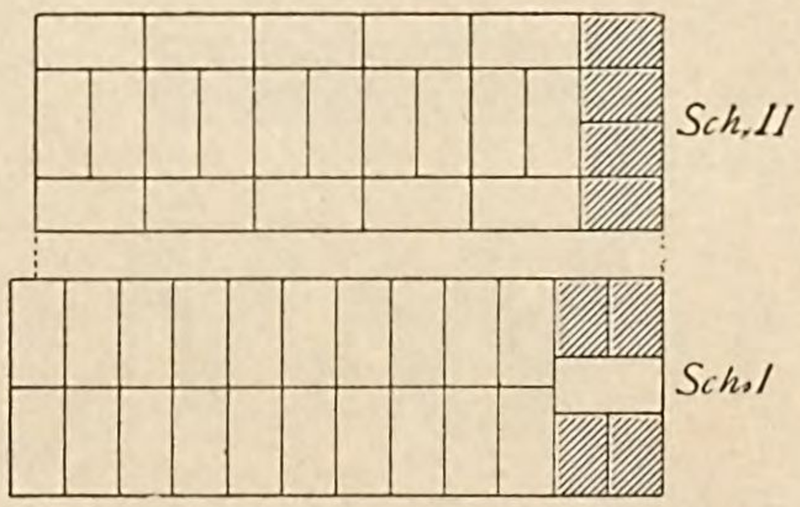


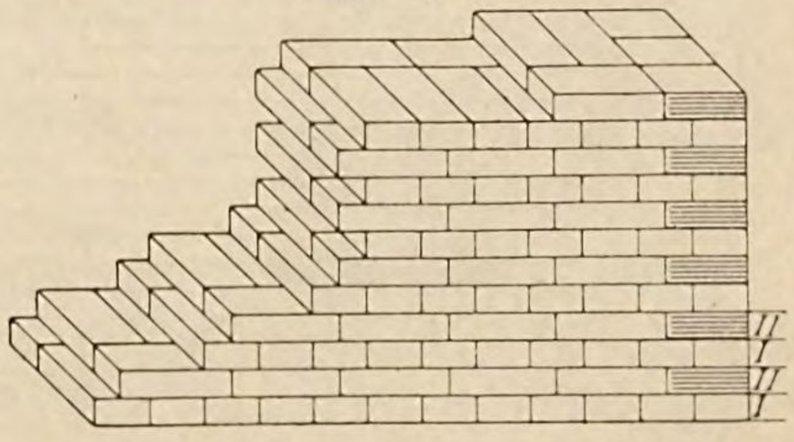
Fig. 28.



Die lothrechte Endigung der Mauer wird fo hergeftellt, dafs in den Läuferfchichten vier Dreiquartiere hinter einander liegen, in diefer Weife die Mauerdicke ergeben und den Verband einrichten. In den Binderfchichten find die erften beiden Binder jeder Seite nicht ganze Steine, fondern Dreiquartiere, zwifchen denen dann ein ganzer Stein den Reft der Mauerdicke ausfüllt, fo dafs auch an diefer Stelle keine Stofsfuge lothrecht durch mehrere Schichten durchgeht.

In ganz ähnlicher Weife geftaltet fich der Blockverband für die 3 Stein, 4 Stein etc. ftarken Mauern oder für alle diejenigen, deren Dicke einer Anzahl von ganzen Steinen oder einer geraden Anzahl von Steinbreiten entfpricht. Alle in den Aufsenfeiten fichtbaren Stofsfugen gehen durch die Mauer hindurch; in den Binderfchichten liegen fo viele Binder hinter einander, als die Mauerdicke verlangt, und im Inneren der Läuferfchichten eben fo viele Binder weniger

Fig. 29.



einem. Die lothrechte Mauerendigung wird dadurch erzielt, dafs am Ende der Läuferfchichten fo viele Dreiquartiere, als die Mauerdicke Steinbreiten enthält, hinter einander als Läufer zu liegen kommen und an den Enden der Binderfchichten auf jeder Seite der Mauer ein Dreiquartier-Binderpaar und zwifchen diefen im Inneren fo viele ganze Steine wie dazwifchen gehen.

Bei den Mauern, die zur Dicke eine ungerade Zahl von Steinbreiten haben, alfo bei $1\frac{1}{2}$, $2\frac{1}{2}$, $3\frac{1}{2}$ etc. Stein ftarken Mauern, ändert fich der Blockverband in der Weife, dafs nicht eigentliche Binder- und Läuferfchichten mit einander abwechfeln, fondern dafs alle Schichten einander gleich find und fämmtlich Läuferreihen enthalten, nur diefe regelmäfsig abwechfelnd auf entgegengefetzten Seiten der Mauer. Blofs die in den Läuferreihen fichtbar werdenden Stofsfugen gehen durch die ganze Mauerdicke hindurch. Es fchneiden fich alfo nicht alle Fugen. Fig. 29 giebt als Beifpiel eine $1\frac{1}{2}$ Stein ftarke Mauer.

Fig. 30.

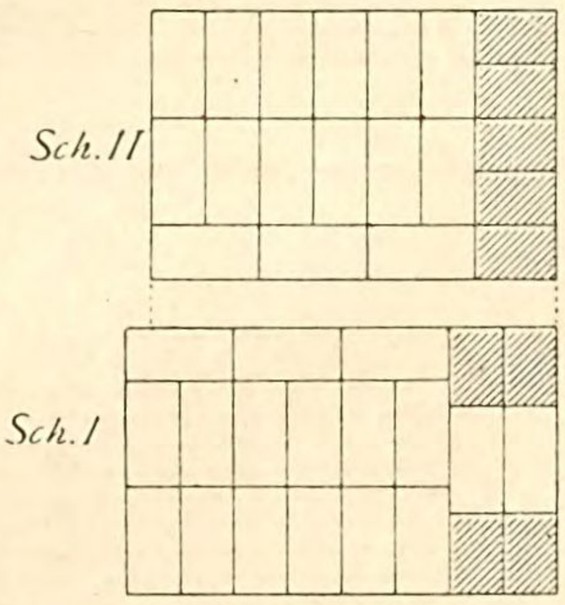
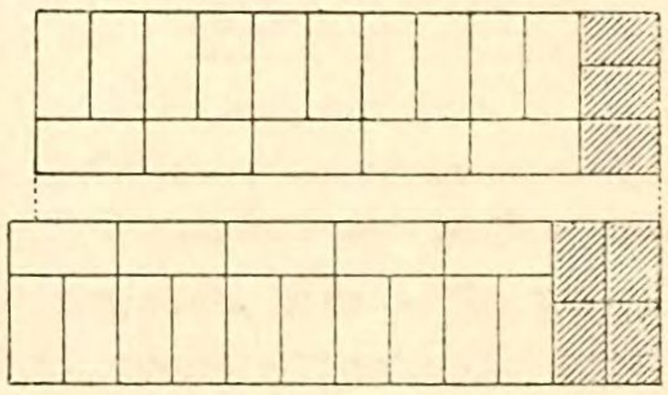
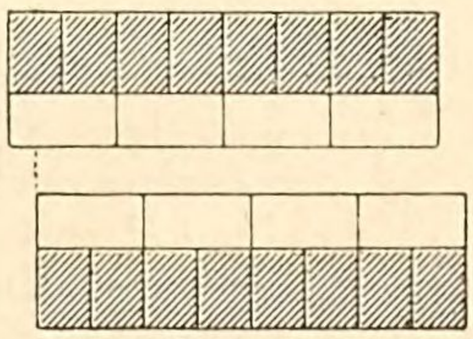


Fig. 31.



Ganz eben fo werden die ftärkeren Mauern gebildet, nur dafs einer Läuferbreite genügend viele hinter einander liegende Binderreihen hinzuzufügen find.

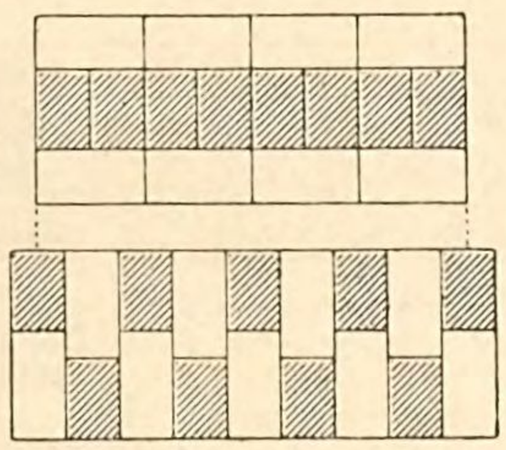
Fig. 32.



Die lothrechte Endigung der $1\frac{1}{2}$ Stein ftarken Mauer ift in Fig. 31 dargeftellt. In der Schicht *I* geben zwei hinter einander liegende Dreiquartier-Binderpaare die Mauerftärke, in der Schicht *II* drei als Läufer hinter einander liegende Dreiquartiere.

Ganz ähnlich ift es bei den ftärkeren Mauern, wie das Beifpiel einer $2\frac{1}{2}$ Stein ftarken Mauer (Fig. 30) zeigt. In den Schichten *I* treten zwifchen die Dreiquartier-Binderpaare genügend viele Binderpaare von ganzen Steinen; die Schichten *II* zeigen dagegen fo viele Dreiquartiere, als die Mauer Steinbreiten zur Dicke hat, hinter einander als Läufer. Es gelten alfo für die lothrechte Endigung der Mauern von einer Dicke, die einer ungeraden Zahl von Steinbreiten entfpricht, genau diefelben Regeln wie für Mauern, die eine gerade Zahl von Steinbreiten zur Dicke haben.

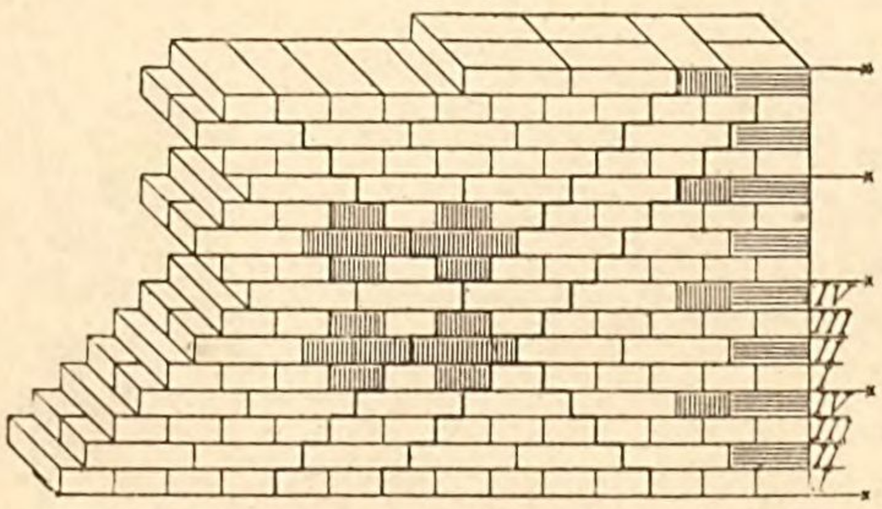
Fig. 33.



Hat man geformte Dreiquartiere zur Verfügung, fo laffen fich mit deren Hilfe, wie fchon früher angeführt worden, auch $1\frac{1}{4}$, $1\frac{3}{4}$ Stein ftarke Mauern herftellen. Neben ftehend werden in Fig. 32 u. 33[24]) zwei dergleichen Beifpiele gegeben; die Mauerenden laffen fich für diefe Mauerftärken nicht ganz correct herftellen.

28.
Kreuzverband.

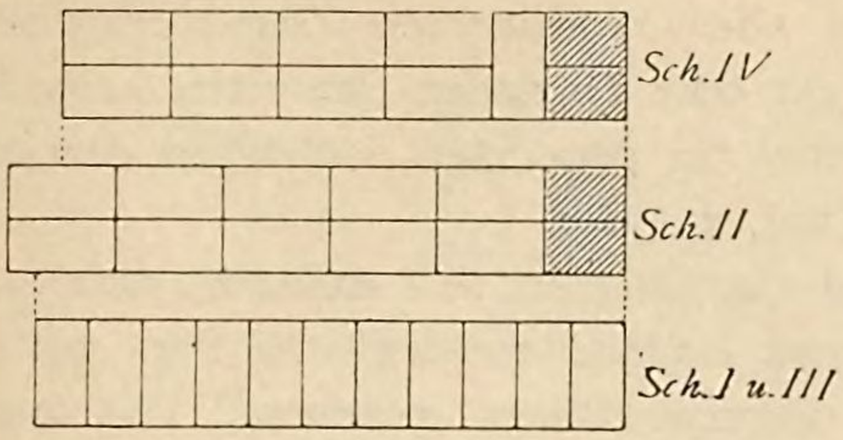
Fig. 34.



Beim Kreuzverband wechfeln, wie beim Blockverband, regelmäfsig Läuferfchichten und Binderfchichten mit einander ab, deren Stofsfugen gegenfeitig um $\frac{1}{4}$ Steinlängen verfchoben find; aufserdem find aber die Läuferreihen abwechfelnd um $\frac{1}{2}$ Steinlänge gegen einander verfchoben, fo dafs die Stofs-

24) Nach: GOTTGETREU, R. Lehrbuch der Hochbau-Conftructionen. I. Theil. Berlin 1880. S. 48.

Fig. 35.



fugen einer Läuferreihe auf die Mitten der Läufer der nächſt darauf folgenden und nächſt darunter liegenden Läuferſchicht treffen (ſiehe die 1 Stein ſtarke Mauer in Fig. 34 u. 35). Es wird dies erreicht durch Einſchaltung eines Binders bei der 1 Stein ſtarken Mauer vor dem Ende der vierten Schicht (natürlich einer Läuferſchicht). Zur Anlage des Kreuzverbandes einer 1 Stein ſtarken Mauer ſind alſo immer drei verſchiedene Schichten nothwendig; die Binderſchichten *I* und *III* ſind immer einander gleich; die Läuferſchichten *II* und *IV* wechſeln regelmäſsig mit einander ab. Sonſt iſt die Anlage der Schichten und der Endabſchluſs, wie beim Blockverband.

Als äuſsere Merkmale des Kreuzverbandes ergeben ſich die iſolirten Kreuze des Verbandmuſters (durch Schraffirung in Fig. 34 angedeutet), ferner die gleichmäſsige Abtreppung (beim Blockverband in ungleichen Stufen) und doppelt abgeſtufte Lücken in der Verzahnung (beim Blockverband einfach abgeſtufte Lücken). Die Abtreppung läſſt ſich ſo viele Male nach beiden Richtungen in der Maueranſicht zeichnen, als ganze Läufer in einer Schicht liegen.

Auch bei den ſtärkeren Mauern, deren Dicke einer geraden Anzahl von Steinbreiten entſpricht, iſt die Verbandanlage der erſten drei Schichten genau wie beim Blockverband; nur jede vierte Schicht zeigt die Einſchaltung von Zweiquartieren in den Läuferreihen vor den am Ende liegenden Dreiquartieren, um das Kreuzverbandmuſter herzuſtellen. Als Beiſpiel ſind in Fig. 36 die zur Herſtellung einer 2 Stein ſtarken Mauer nothwendigen Schichten gegeben.

Fig. 36.

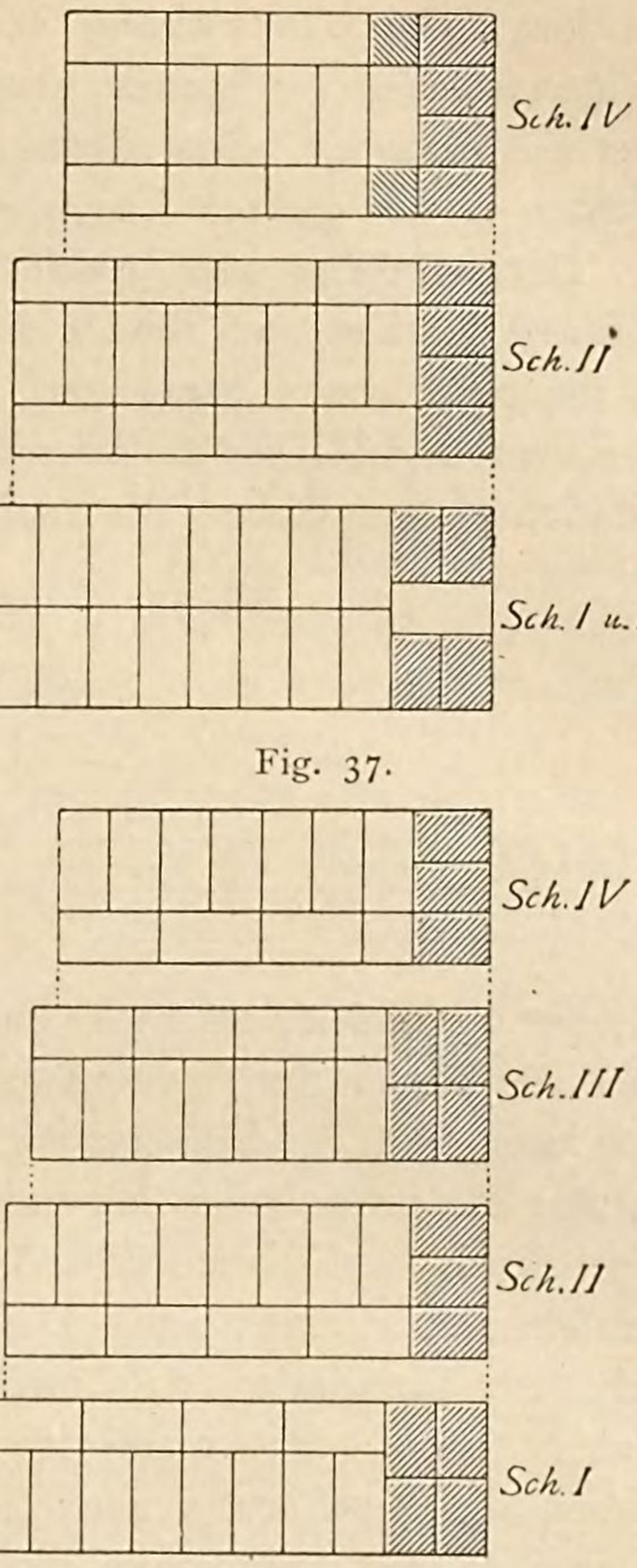
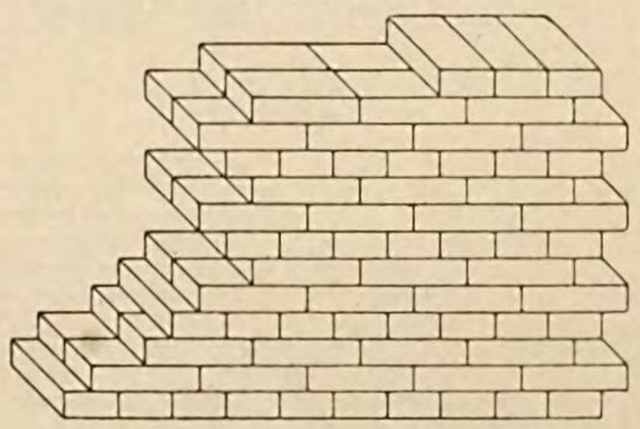


Fig. 37.

Etwas anders iſt es bei den Mauern, die in ihrer Dicke eine ungerade Anzahl von Steinbreiten enthalten. Bei dieſen ſind nur die erſten beiden Schichten gleich denen des Blockverbandes; die beiden folgenden enthalten in den Läuferreihen ein Zweiquartier vor den Dreiquartieren am Ende der Mauer. Dann beginnt der Turnus von Neuem. Es ſind alſo in dieſen Fällen (als Beiſpiel iſt in Fig. 37 eine $1\frac{1}{2}$ Stein ſtarke Mauer gegeben) vier verſchiedene Schichten nothwendig, und zwar damit das Kreuzverbandmuſter auf beiden Seiten der Mauer ſich ergiebt.

Fig. 38.



29. Engliſcher Verband.

Nach *Rankine* beſteht der engliſche Verband darin, daſs man periodiſch ganze Schichten von Läufern und Bindern legt. Er begreift alſo den Block- und Kreuzverband in ſich, bei welchen der Wechſel regelmäſsig in einer Schicht um die andere erfolgt. Manchmal kommt er aber auch ſo vor, daſs auf eine Binderſchicht mehrere Läuferſchichten folgen. Fig. 38 zeigt eine 1 Stein ſtarke Mauer, bei welcher nach

einer Binderſchicht zwei Läuferſchichten kommen. Es läfſt dieſes Beiſpiel, wie alle ähnlichen, eine Abweichung von der bei allen regelrechten Ziegelverbänden zu befolgenden Regel erkennen, daſs in über einander liegenden Schichten keine Stoſsfugen auf einander fallen dürfen. Hier treffen die gedeckten Stoſsfugen der Läuferſchichten in der ganzen Länge der Mauer auf einander.

30. Polniſcher Verband.

Der polniſche oder gothiſche Verband charakteriſirt ſich dadurch, daſs in allen Schichten Läufer und Binder im Mauerhaupt ſichtbar werden. In Fig. 39 u. 40 ſind Beiſpiele von 1 Stein und 1 ½ Stein ſtarken Mauern gegeben. Wie aus denſelben hervorgeht, leidet dieſer Verband an demſelben Fehler, wie der eben vorher beſchriebene engliſche. Es treffen nämlich die gedeckten Stoſsfugen in den über

Fig. 39.

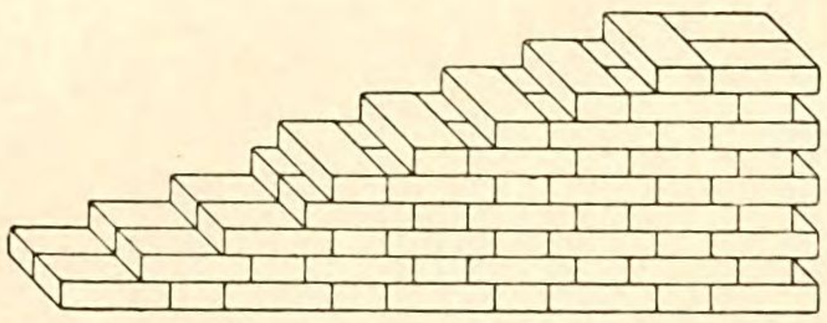
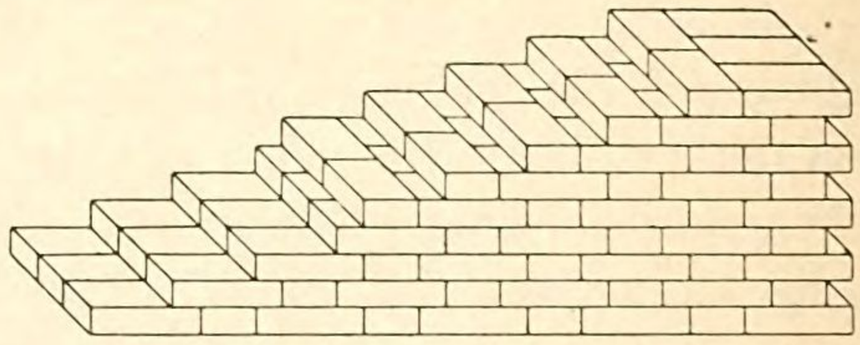


Fig. 40.



einander liegenden Schichten, hier allerdings nur theilweiſe, dafür aber in der ganzen Höhe der Mauer durchgehend, auf einander. Bei der 1 ½ Stein ſtarken Mauer kommt noch hinzu, daſs die Binder aus zwei hinter einander liegenden Dreiquartieren beſtehen, die alſo die unter ihnen liegenden Läufer nur um ¼ Steinlänge überbinden, während beim Block- und Kreuzverband der Tiefe der Mauer nach immer um eine halbe Steinlänge überbunden wird. Die Verwendung von ſo vielen Dreiquartieren widerſpricht auch dem Grundſatze, daſs möglichſt viele ganze Steine zum Mauerverband benutzt werden ſollen. Hat man nicht geformte Dreiquartiere, ſo wird durch den ſtarken Verhau die Ausführung auch koſtſpielig. Man ſieht hiernach, daſs dieſer Verband für maſſive Backſteinmauern nicht empfohlen werden kann; dagegen wird ſich ſpäter ergeben, daſs er bei Verblendungen und hohlen Mauern recht wohl verwendbar iſt. Er wird dann aber häufig dahin verändert, daſs zwiſchen die Binder mehrere Läufer gelegt werden.

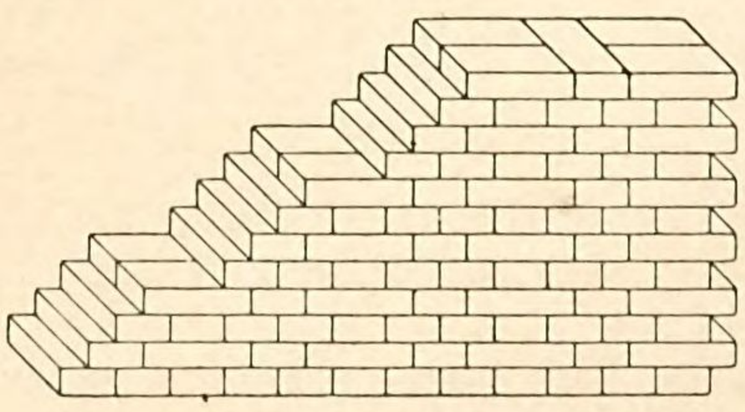
In England, wo dieſer Verband den Namen flämiſcher Verband führt, wird er des hübſchen Muſters wegen häufig zur Anwendung gebracht.

Die Verzahnung iſt bei dieſem Verband dieſelbe, wie beim Kreuzverband, nämlich gleichmäſsig mit ¼ Stein tiefen Lücken; die Abtreppung iſt ebenfalls gleichmäſsig, aber mit ¾ Stein breiten Stufen.

31. Holländiſcher Verband.

Beim holländiſchen Verband wechſeln Binderſchichten mit Schichten ab, in welchen Läufer und Binder zur Anſicht kommen. Dadurch wird der Fehler des polniſchen Verbandes (Aufeinandertreffen von Stoſsfugen) vermieden, wie dies die in Fig. 41 dargeſtellte 1 Stein ſtarke Mauer zeigt. Bei der 1 ½ Stein ſtarken Mauer wird aber der Verbrauch an Dreiquartieren noch bedeutender, als beim polniſchen Verband.

Fig. 41.



Die Verzahnung iſt gleichmäſsig mit einfachen ¼ Stein tiefen Lücken, die Abtreppung zeigt den rhytmiſchen Wechſel von drei auf einander folgenden ¼ Stein breiten Stufen mit einer ¾ Stein breiten.

32. Stromverband.

Der ſog. Strom- oder Feſtungsverband iſt nur für ſehr ſtarke Mauern anwendbar, wie deren im eigentlichen Hochbau, auſser bei Fundamenten, ſelten vorkommen. Er gelangt beſonders beim Waſſer- und Feſtungsbau zur Verwendung, auch für Stütz-

mauern, und ift in dem Beftreben erfunden worden, eine möglichft grofse Verwechfelung oder verfchiedenartige Lage der Stofsfugen innerhalb des Mauerkörpers zu erhalten. Zu diefem Zwecke hat man auf zwei gewöhnliche Schichten des Kreuz- oder Blockverbandes mehrere Schichten von fich kreuzenden Schräglagen (Stromlagen, Schmieglagen, Kreuzlagen, Diagonalfchichten) folgen laffen, nach einigen Schriftftellern vier dergleichen, beffer wohl aber nur zwei, weil dann eine Wiederkehr derfelben Stofsfugenanordnung nur alle vier Schichten ftattfindet (Fig. 42). Die Schräglagen bilden mit den Mauerfronten Winkel von 45 Grad oder beffer 60 Grad; äufserlich find fie mit dem Block- oder Kreuzverband zugehörigen Steinreihen verkleidet. Der Anfchlufs an die letzteren erfolgt mit fpitzwinkeligen Stücken, die wohl zweckmäfsiger Weife als Formfteine (nach *Heufinger v. Waldegg* Klampfteine genannt) bezogen werden.

Fig. 42.

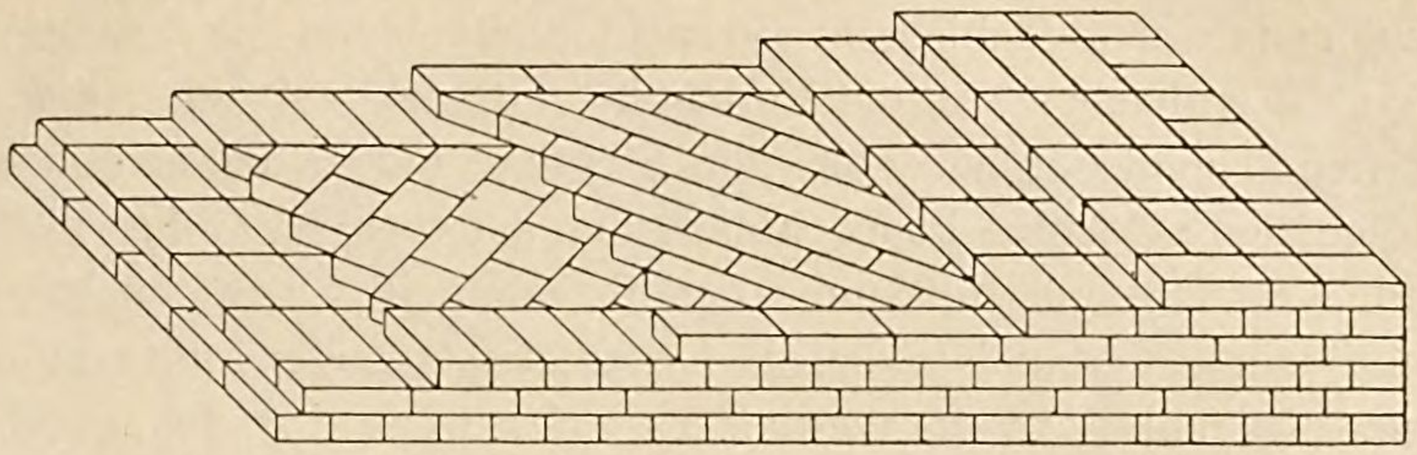
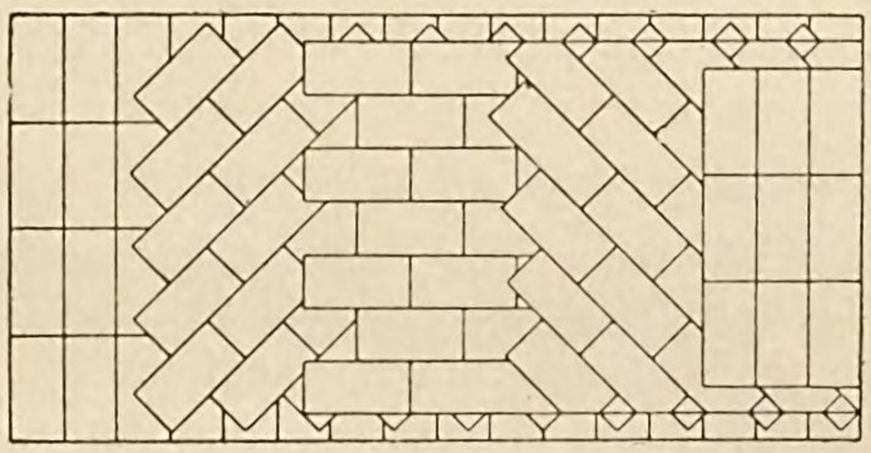


Fig. 43.



Für abgetreppte Fundamente in diefem Verbande kann man der Verkleidungsfchichten und der Vollendung der Schrägfchichten mit Formfteinen entbehren. Es folgt auf eine gerade Schicht nur eine Schrägfchicht (Fig. 43), dann wieder eine gerade Schicht und auf diefe eine Schrägfchicht in einer der erften entgegengefetzten Richtung. Die geraden Schichten werden immer um eine halbe Steinlänge fchmaler[25]). Sie können abwechfelnd aus lauter Bindern oder aus lauter Läufern zufammengefetzt werden.

33. Figurirter Verband.

Die figurirten Verbände werden gewählt, um mit ihnen Wandflächen zu decoriren. Es kann dies entweder fo gefchehen, dafs man:

α) die befchriebenen oder annähernd nach den Regeln derfelben gebildeten Verbände nach ihrem Mufter oder fich aus denfelben ergebenden Motiven in verfchiedenfarbigen Steinen ausführt, oder dafs man

β) beliebige neue Mufter erfindet, deren Fugenlinien decorativ wirken follen, oder dafs man

γ) beide Methoden verbindet.

Die Ausführungsweifen unter β geben häufig beim Aufgeben der horizontalen Schichtung Anordnungen, die fich, fobald man ftärkere Mauern haben will, fchwer mit einer Hintermauerung verbinden laffen und die fich daher mehr nur zu fchwachen Ausmauerungen von Fachwerken eignen.

Zu den in figurirten Verbänden ausgeführten Mauern gehören auch die durchbrochenen.

Da die figurirten Verbände fich in aufserordentlicher Mannigfaltigkeit bilden laffen und diefelben mehr dem Gebiete der Formenlehre angehören, fo würde hier

25) Siehe: Müller, H. Die Maurerkunft. 3. Aufl. Leipzig 1879. S. 87.

das Vorführen von Beifpielen nicht angebracht fein. Es dürfte genügen, unten [26]) auf einige hauptfächlich in Betracht kommenden Werke zu verweifen.

34. Vergleich der verfchiedenen Verbände.

Vergleichen wir die Verbände mit Rückficht auf den im 1. Kapitel aufgeftellten erften Hauptgrundfatz für alle Steinverbände: dafs nämlich in zwei auf einander folgenden Schichten keine Stofsflächen auf einander treffen dürfen, fo ergiebt fich, dafs alle Verbände mit Ausnahme des als englifchen bezeichneten und des polnifchen oder gothifchen Verbandes diefem Grundfatze genügen, alfo in diefer Beziehung gleichwerthig find. Anders verhält es fich, wenn wir den zweiten Grundfatz: dafs ein Verband um fo feiter fein wird, je weniger Stofsflächen innerhalb der Ausdehnung eines Mauerwerkes in eine zur Hauptdruckrichtung parallele Ebene fallen, mit zum Vergleiche heranziehen. In Folge der verfchiedenen Anordnungen werden fich die Verbände für die verfchiedenen möglichen Druckrichtungen verfchieden fchätzen laffen. Die Hauptdruckrichtungen können entweder in eine zur Mauerflucht parallele oder in eine zu derfelben fenkrechte, auf den Lagerfugenflächen normal ftehende Ebene fallen. Fälle, bei denen die Drücke in fchräg zur Mauerrichtung ftehenden Ebenen liegen, laffen fich durch Kräftezerlegung auf jene beiden anderen Fälle zurückführen. Da wir hier nur die gewöhnliche horizontale Lagerung der Schichten in Betracht ziehen wollen, fo find jene Druckrichtungsebenen lothrechte. Die lothrechte Richtung des Druckes gehört beiden Druckrichtungsebenen gemeinfchaftlich an; fie hat uns daher zunächft zu intereffiren.

Aus der Betrachtung der Verbände ergiebt fich, dafs für die lothrechte Druckrichtung der vortheilhafteite Verband der Strom- oder Feftungsverband und nach diefem der Kreuzverband fein mufs, weil bei diefen die Lage der Stofsfugen am meiften wechfelt. Der erftere kann für Hochbauten zu felten in Anwendung kommen, fo dafs alfo für diefen Fall der Kreuzverband obenan fteht. Ihm gleich kommen würde der englifche Verband, wenn er nicht den fchon befprochenen, hier gerade fehr wefentlichen Fehler hätte.

Drücke, die in der Längen- oder Querrichtung auf ein Mauerwerk wirken, werden die Zugfeftigkeit der Schichten in Anfpruch nehmen. Diefe ift um fo gröfser, je weniger Stofsfugen die Druckrichtung durchfchneidet, d. h. je mehr Steine mit ihrer Längendimenfion in der Druckrichtung liegen. Für Drücke in der Längenrichtung wird demnach als der ungünftigfte Verband der Binderverband zu bezeichnen fein. Blockverband und Kreuzverband haben gleich viele Läufer in der Längenrichtung, werden alfo als gleich feft angefehen werden müffen. Betrachten wir indefs diefe beiden Verbände etwas näher, und zwar in Beziehung auf die Geftaltung der möglichen Trennungsflächen, fo erweist fich für diefen Fall der Druckrichtung der Blockverband etwas günftiger, weil in Folge der ihm eigenthümlichen ungleichförmigen Abtreppung die Trennungsfläche verhältnifsmäfsig mehr Ausdehnung erhält, fonach bei ihm mehr Reibung überwunden werden mufs, als beim Kreuzverband mit feiner gleichförmigen Abtreppung (fiehe Fig. 44 u. 45). Vorausgefetzt wird hierbei natürlich immer, dafs der Ziegel fefter, als die Mörtelfuge ift, wie ja überhaupt bei der Feftftellung einer

---

[26]) Fleischinger, A. F. u. W. A. Becker. Syftematifche Darftellung der im Gebiete der Landbaukunft vorkommenden Conftructionen etc. I. Abth. Die Mauerwerks- oder Stein-Conftructionen. Berlin 1859.

Adler, F. Mittelalterliche Backfteinbauwerke des preufsifchen Staates. Berlin 1859.

Gruner, L. *Terracotta architecture of North Italy* (12.—16. cent.). London 1867.

Degen, L. Der Ziegelrohbau. München 1859—65.

Bethke, H. Decorativer Ziegelbau ohne Mörtelputz. Stuttgart 1877.

Chabat, P. *La brique et la terre cuite.* Paris 1881.

Lacroux, J. *La brique ordinaire.* Paris 1883—84.

relativ beſten Verbandanordnung die Verbindung durch den Mörtel nicht zu berückſichtigen iſt.

Einem Druck, deſſen Richtungsebene normal zur Mauerrichtung ſteht, der alſo die Querfeſtigkeit der Mauer beanſprucht, wird dagegen der Binderverband den meiſten Widerſtand entgegenſetzen. Blockverband und Kreuzverband ſind für dieſen Fall ganz gleichwerthig, weil der Mauerquerſchnitt bei beiden ganz gleich geſtaltet iſt (ſiehe Fig. 46, Querſchnitt einer 2 Stein ſtarken Mauer in Block- oder Kreuzverband). Sie ſtehen auch dem Binderverband nicht viel nach, und bei ſtärkeren Mauern wird dieſer Unterſchied verſchwindend klein, weil nach ihnen das Innere der Mauer ja auch, wie beim Binderverband, aus lauter Bindern beſteht.

Fig. 44.

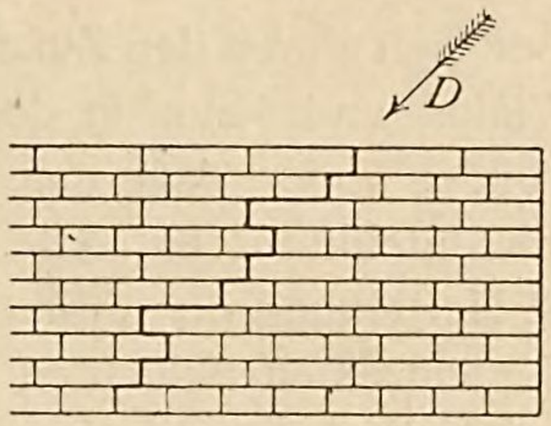


Fig. 45.

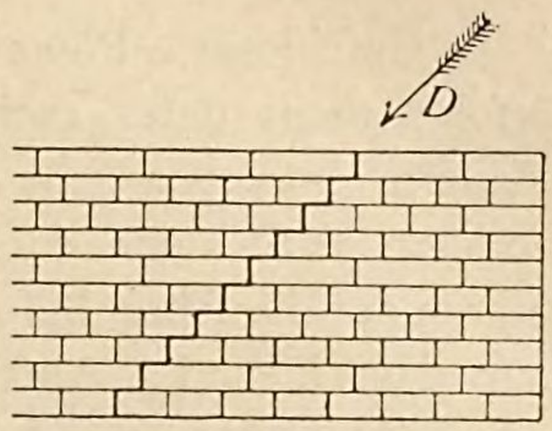


Fig. 46.

Nach *Rankine*[27]) ſollte die Anzahl von Läufer- und Binderſchichten von der relativen Wichtigkeit der Längen- oder Querfeſtigkeit abhängen. Nach ihm iſt das Verhältniſs von einer Binderſchicht auf je zwei Läuferſchichten dasjenige, welches der Mauer gleiche Zugfeſtigkeit in der Längen-, wie in der Querrichtung verleiht und welches ſonach in gewöhnlichen Fällen als das beſte angeſehen werden kann. Er ſagt weiter: »Bei einer Fabrikeſſe iſt Feſtigkeit in der Längenrichtung, welche einer Kraft, die den Schornſtein zu ſpalten ſtrebt, widerſteht, von gröſserer Wichtigkeit, als wie die Feſtigkeit in der Querrichtung; deſshalb iſt es bei ſolchen Bauten räthlich, verhältniſsmäſsig mehr Läufer, alſo drei bis vier Läuferſchichten auf eine Binderſchicht anzuwenden.«

Jedenfalls wird bei einem derartigen Verband die Abweichung vom erſten Hauptgrundſatz für alle Verbände ſehr groſs. Weiter iſt zu berückſichtigen, daſs die lothrechte Druckrichtung ſchon durch das Eigengewicht des Materials, aufserdem aber durch Gebälke und deren Belaſtungen, die bei Weitem häufigſte iſt und dieſe nicht bloſs einen Verband in der Längenrichtung, ſondern auch in der Querrichtung verlangt. Es wird daher für die gewöhnlichen Fälle dem Kreuzverband ſein Vorzug gewahrt bleiben müſſen. Der Vorzug des Kreuzverbandes vor dem Blockverband wird übrigens nur bei ſchwächeren Mauern entſchieden zum Ausdruck gelangen, da bei ſtärkeren Mauern der Unterſchied zwiſchen beiden Verbänden nur in den $^1/_2$ Stein breiten Läuferreihen vorhanden iſt, alſo nicht ſtark in das Gewicht fallen kann.

Lothrechten Drücken auf eine Mauer gleich zu achten ſind Beanſpruchungen derſelben, die in Folge von ungleichen Senkungen des Fundamentes zu Stande kommen.

Drücke in der Längenrichtung der Mauer ergeben ſich im Hochbau meiſt durch Ueberwölbung von Oeffnungen in derſelben, Drücke in der Querrichtung durch gegen dieſelbe geſpannte Gewölbe und Bogen, für welche ſpeciellen Fälle ſich der Blockverband, bezw. der Binderverband als die günſtigſten Verbände herausſtellten; der Kreuzverband ſteht ihnen aber auch hier nicht viel nach. Da aber dieſe Beanſpruchungen in der Regel combinirt mit der in lothrechter Richtung auftreten und für dieſen häufigſten Fall der Kreuzverband der günſtigſte iſt, ſo erſcheint der Vorzug, der demſelben in der Regel vor den übrigen eingeräumt wird, als begründet.

Auf die Mauern können unter Umſtänden auch Drücke in horizontalem Sinne oder parallel den Lagerfugenflächen einwirken. Da dieſe immer durchgehen, ſo ſind für dieſen Fall alle Verbände gleichwerthig. Treten ſolche Drücke iſolirt auf, ſo daſs durch dieſelben nur einzelne Stellen betroffen werden, ſo werden um ſo weniger ſchädliche Verrückungen eintreten, je mehr Verband innerhalb der einzelnen Schichten vorhanden iſt, d. h. je weniger Stoſsfugen durch die ganze Schicht hindurch laufen.

---

27) In: Handbuch der Bauingenieurkunſt. Deutſch von F. Kreuter. Wien 1880. S. 431.

2) Zuſammenſtoſs von Mauern unter rechtem Winkel.

35. Arten des Zuſammenſtoſses.

Geſchloſſene Räume ergeben ſich durch den Zuſammenſtoſs von Mauern. Dieſer erfolgt meiſt unter rechtem Winkel und kann in der Weiſe ſtattfinden, daſs zwei Mauern entweder eine Ecke bilden oder daſs eine Mauer auf die Flucht einer anderen trifft oder daſs ſie ſich durchkreuzen. Alle dieſe Fälle laſſen ſich zurückführen auf die ſchon beſprochene Herſtellung der lothrechten Endigung einer Mauer[28]), nur daſs hier der Abſchluſs der einzelnen Schichten abwechſelnd in der einen und der anderen Mauer aufzuſuchen iſt. Es ſollen die einzelnen Fälle für die verſchiedenen Mauerſtärken für ſich behandelt werden, aber nur für den Block- und den Kreuzverband und nur für Verwendung von Dreiquartieren zur Herſtellung des Schichtenabſchluſſes.

36. Mauerecke.

Befolgt man bei der Anlage von ganzen Mauerſyſtemen die Regel, eine in derſelben Höhe durchlaufende Schicht in den parallel laufenden Mauern nur als Binderſchicht oder nur als Läuferſchicht auszuführen, ſo ergiebt ſich daraus, daſs an

Fig. 47.

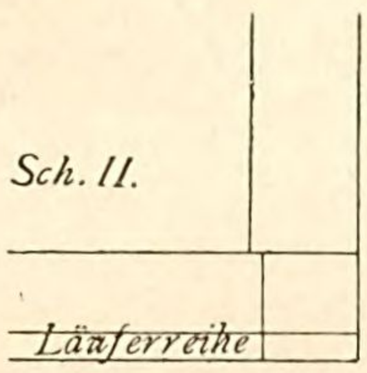


Fig. 48.

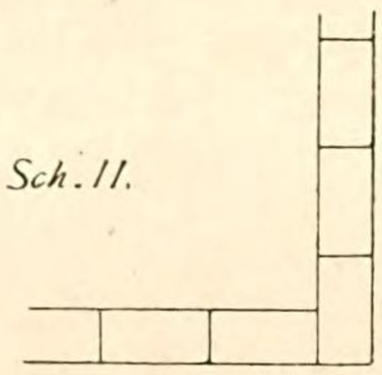
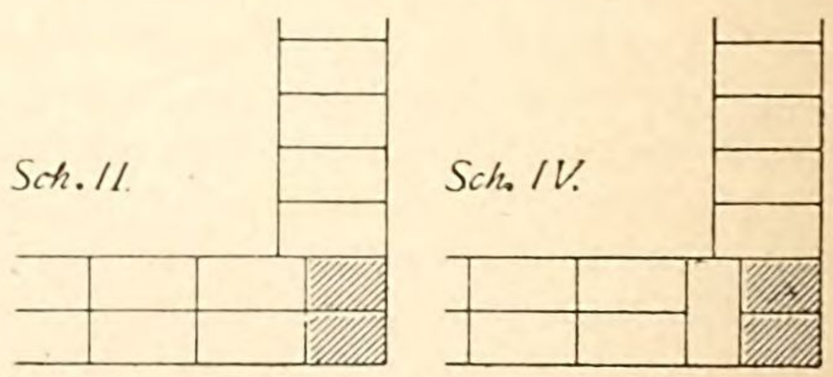
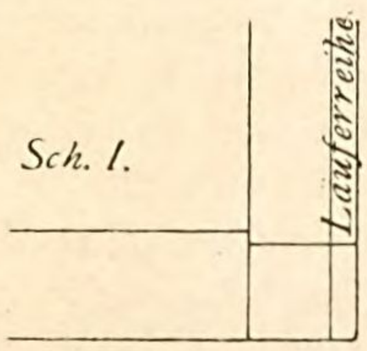


Fig. 49.





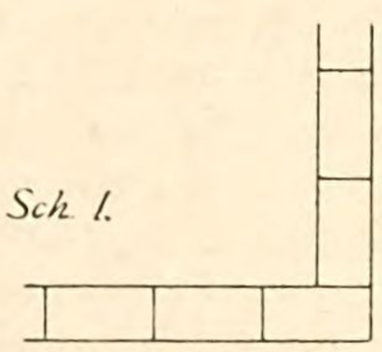
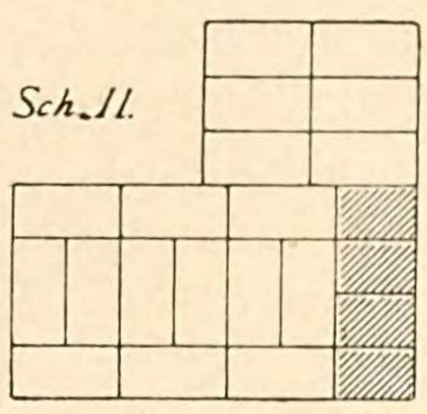
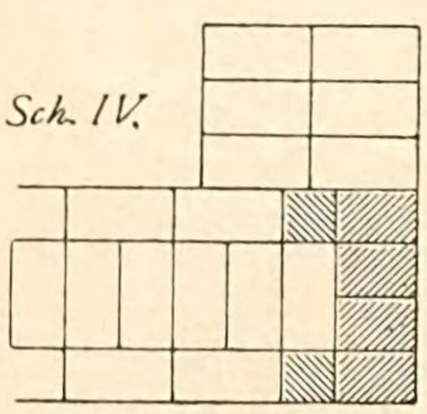
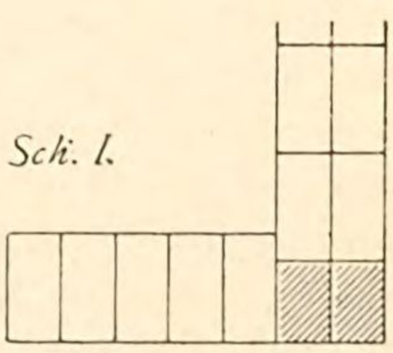


Fig. 50.







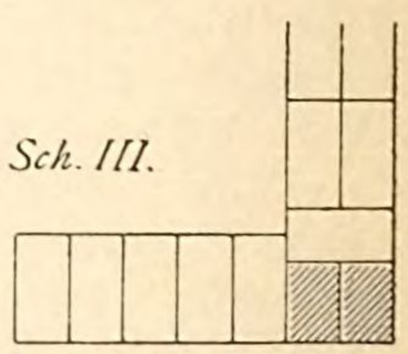
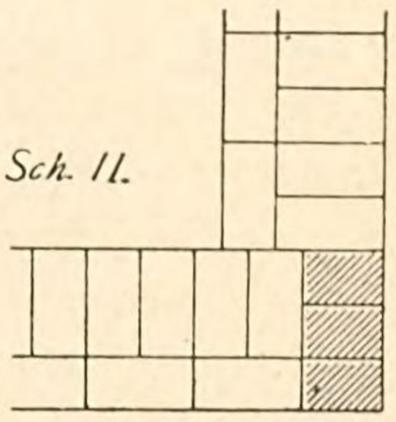
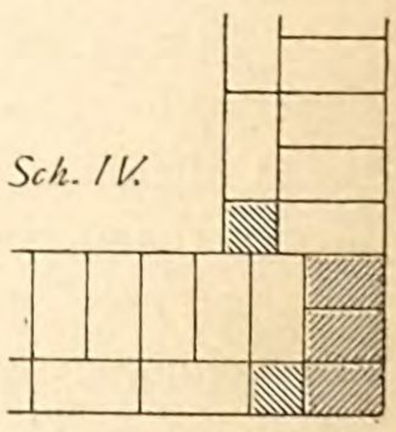
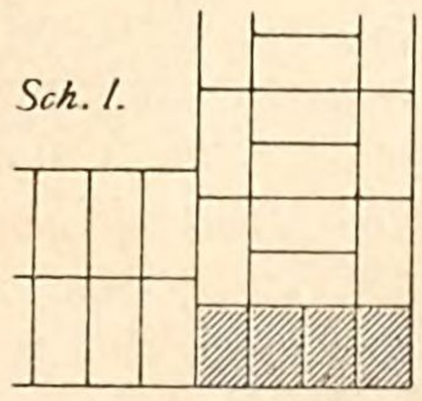
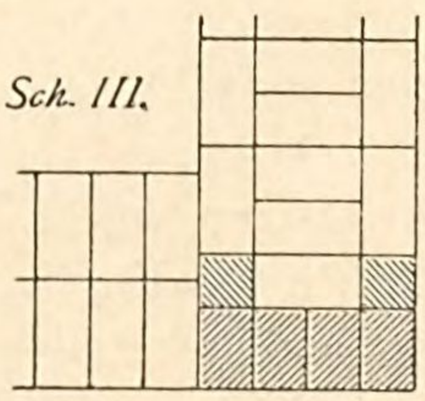


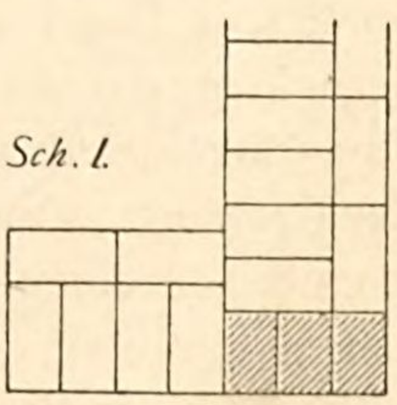
Fig. 51.

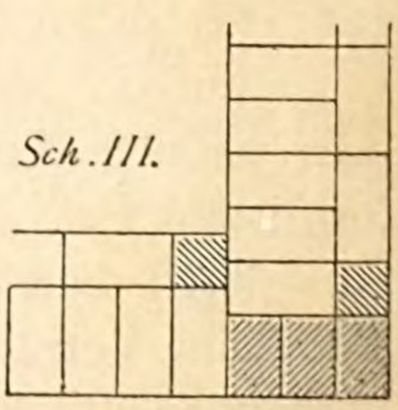








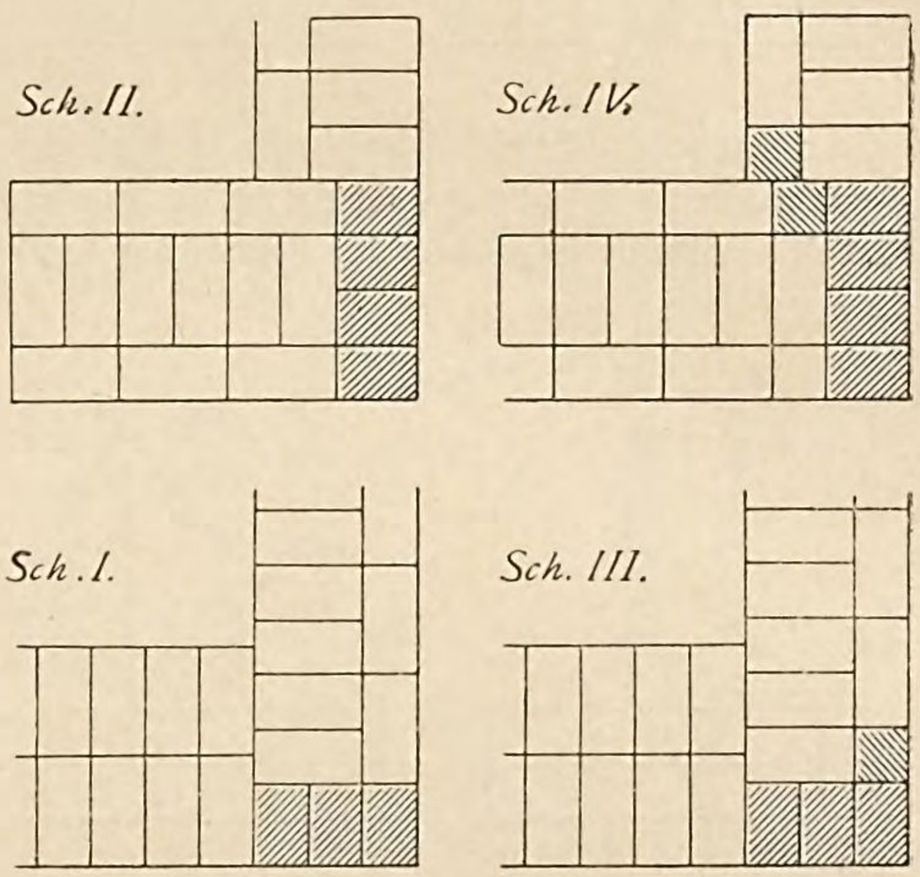




28) Siehe Art. 25 bis 28 (S. 23 bis 27).

einer Ecke eine Binderſchicht mit einer Läuferſchicht zuſammentreffen muſs. Es gilt dies auch für Mauerſtärken, die einer ungeraden Zahl von Steinbreiten entſprechen, wenn man nur conſequent die Bezeichnung Läufer- oder Binderſchicht von einer Seite der Mauer ableitet. Die Herſtellung des Eckverbandes erfolgt dann in der Weiſe, daſs man immer die Läuferſchicht bis zur anderen Mauerflucht durchlaufen läſſt (ſiehe das Schema in Fig. 47) und dort nach den Regeln abſchlieſst, wie ſie für die lothrechte Endigung der Mauern gegeben worden ſind, d. h. dort ſo viele Dreiquartiere als Läufer neben einander legt, als die betreffende Mauer Steinbreiten zur Dicke hat. Es erſcheinen dieſe dann als Binder in der anderen Mauerflucht. Eine Ausnahme macht nur die Ecke von $^1/_2$ Stein ſtarken Mauern, bei welcher die Schichten durch ganze Steine geſchloſſen werden, der ſog. Schornſteinverband (ſiehe Fig. 48). Als Beiſpiele mögen neben ſtehend dienen: die rechtwinkelige Ecke von zwei 1 Stein ſtarken (Fig. 49), 2 Stein ſtarken (Fig. 50), $1^1/_2$ Stein ſtarken (Fig. 51) Mauern, ſo wie die Ecke, gebildet von einer $1^1/_2$ Stein ſtarken und einer 2 Stein ſtarken Mauer (Fig. 52). In dieſen Beiſpielen ſind die Schichten *I* und *II* zur Herſtellung des Blockverbandes, die Schichten *I* bis *IV* zur Herſtellung des Kreuzverbandes auf allen Seiten erforderlich. Aus dieſen Abbildungen iſt erſichtlich, daſs immer die innere Flucht der Läuferſchicht der einen Mauer als Stoſsfuge durch die andere Mauer hindurch geht, und daſs die der inneren Ecke (dem Winkel) zunächſt liegende durchgehende Stoſsfuge der Läuferſchicht um $^1/_4$ Stein vom Winkel entfernt liegt (ſiehe das Schema in Fig. 47).

Fig. 52.



37. Anſchluſs einer Mauer an eine andere.

Der zweite Fall, daſs eine Mauer rechtwinkelig auf die Flucht einer anderen trifft, kommt gewöhnlich beim Anſtoſs von Scheidemauern an eine Umfaſſungs- oder Mittelmauer vor. Wir wollen die erſtere daher kurzweg Scheidemauer nennen. Es gelten hier ähnliche Geſetze, wie bei der rechtwinkeligen Ecke. Man läſſt die Läuferſchicht der einen Mauer (der Scheidemauer) bis zur äuſseren Flucht der anderen (der Hauptmauer) hindurchlaufen, bezw. dieſe mit der inneren Flucht am Ende der Scheidemauer vorübergehen (ſiehe das Schema in Fig. 53). Nur die Läuferſchichten der Scheidemauer erfordern am Zuſammenſtoſs die Endigung mit Dreiquartieren, von denen wieder ſo viele am Ende neben einander angeordnet werden, als die Scheidemauer Steinbreiten in der Dicke zählt. Eine Ausnahme machen hier die Fälle, in denen zwei $^1/_2$ Stein ſtarke Mauern zuſammenſtoſsen (Fig. 54) oder eine $^1/_2$ Stein ſtarke Scheidemauer auf eine ſtärkere Mauer trifft (Fig. 55).

Fig. 53.

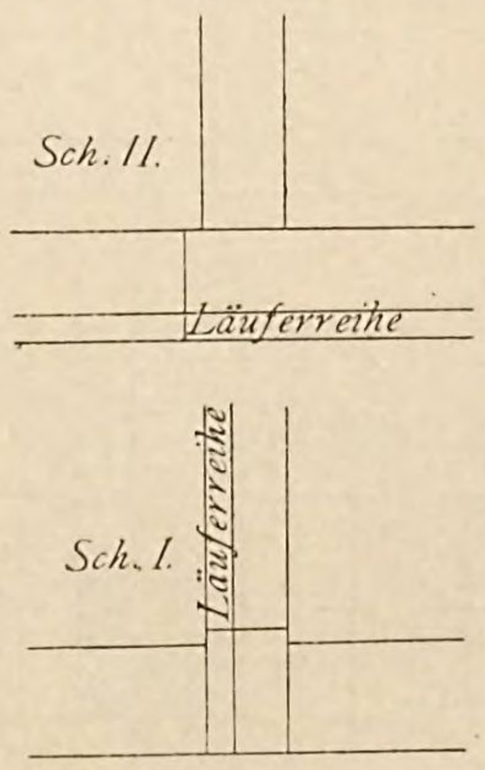


Fig. 54.

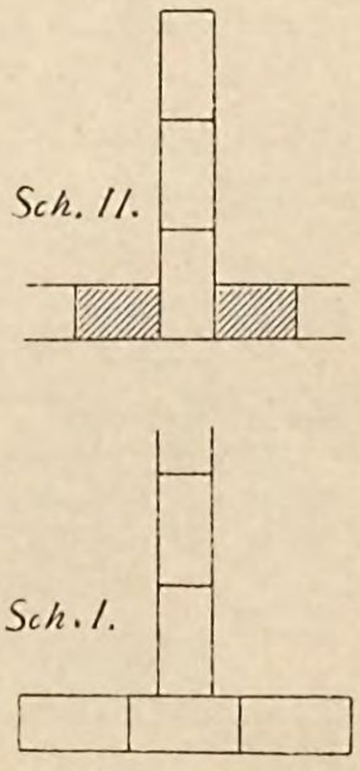
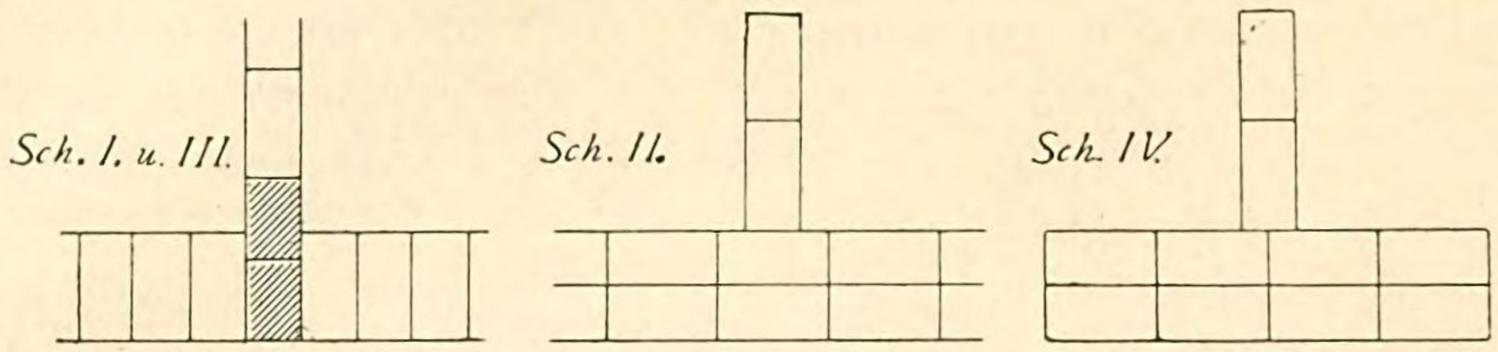


Fig. 55.



Im erſteren Falle werden zu beiden Seiten der durchgehenden Schicht der Scheidemauer Dreiquartiere erforderlich. Im zweiten Falle (die ſtärkere Mauer in Fig. 55 iſt 1 Stein ſtark angenommen) müſſen in der durchgehenden Schicht der $^1/_2$ Stein ſtarken Scheidemauer zwei Dreiquartiere als Läufer hinter einander gelegt werden. In allen anderen Fällen gilt die angegebene Regel, zu der noch kommt, daſs die den Winkeln zunächſt liegenden durchgehenden Stoſsfugen der durchlaufenden Schichten gegen die Fluchten

Fig. 56.

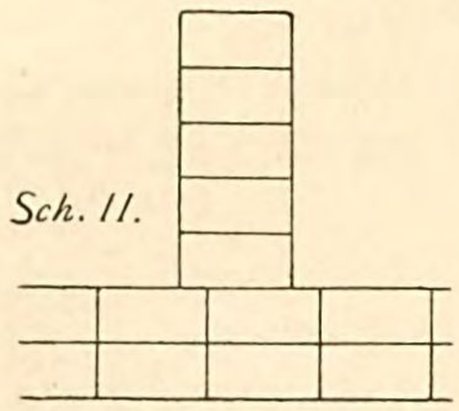
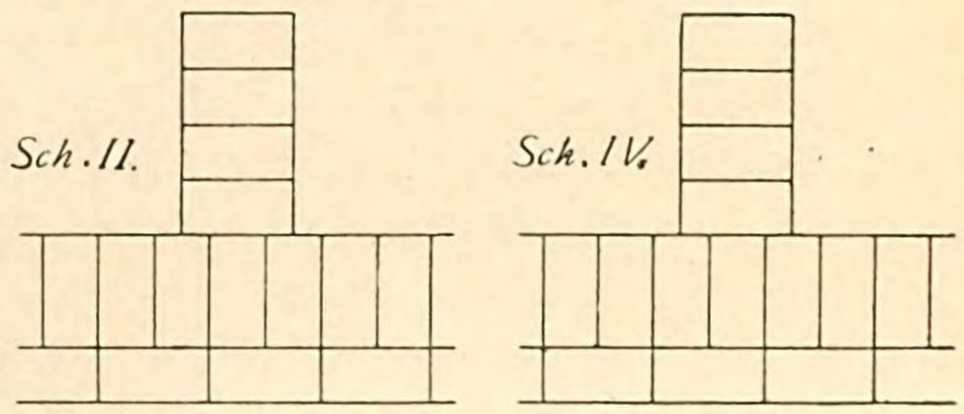


Fig. 57.



der ſtumpf anſtoſsenden Schicht um $^1/_4$ Steinlänge verſchoben ſind. Die Beiſpiele in Fig. 56 bis 59 verdeutlichen dies. Die Schichten *I* und *II* genügen zur Herſtellung des Blockverbandes, während die Schichten *I* bis *IV* zur Herſtellung des Kreuzverbandes nothwendig ſind.

Fig. 58.

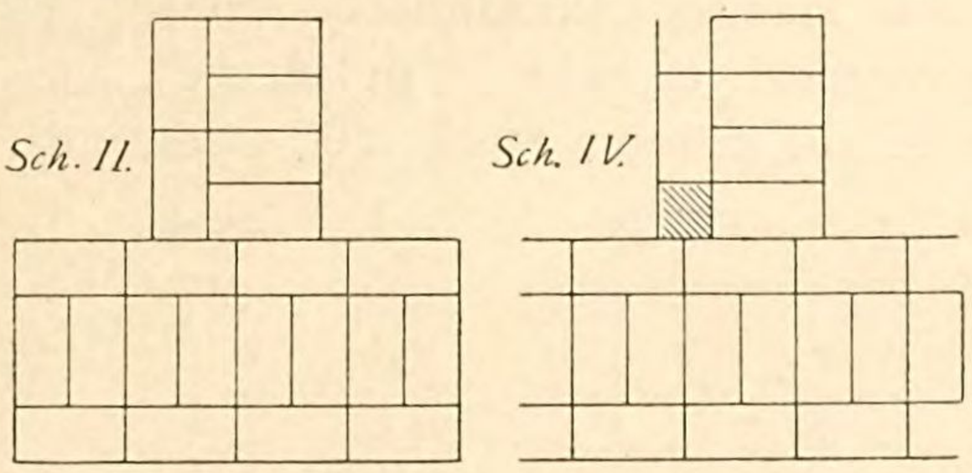
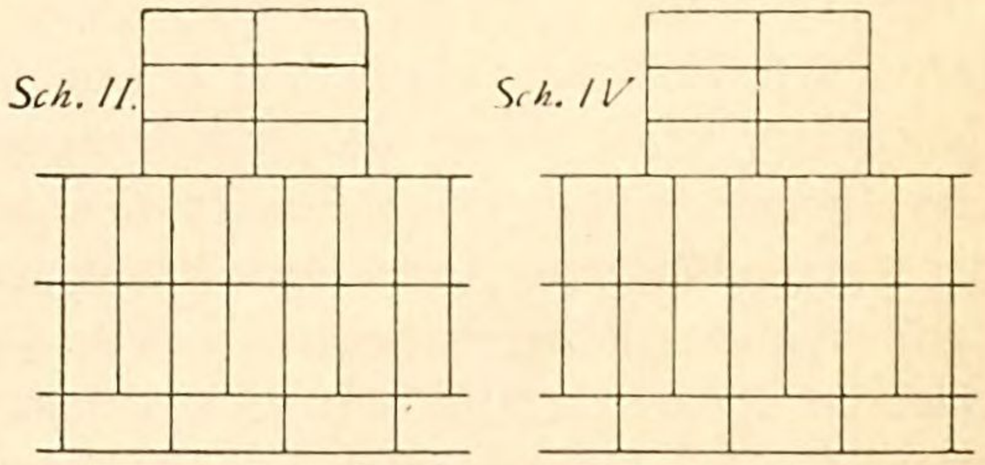
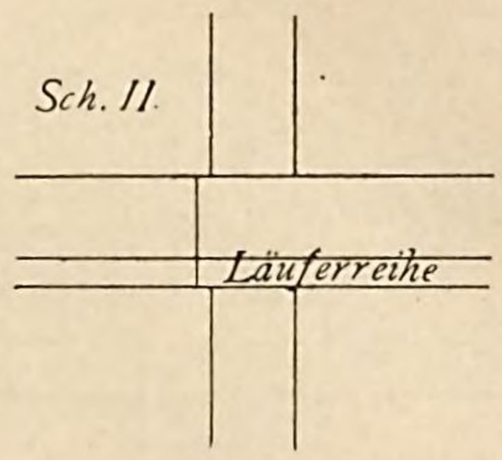


Fig. 59.



Auch für den dritten Fall, der rechtwinkeligen Durchkreuzung von Mauern, ſind ähnliche Regeln maſsgebend. Man läſſt die Läuferſchichten ungeſtört durch die andere Mauer hindurchgehen und hat nur darauf Acht zu geben, daſs die den Winkeln zunächſt befindlichen durchgehenden Stoſsfugen derſelben um 1/4 Steinlänge von den Winkeln entfernt liegen (ſiehe das Schema in Fig. 60). Fig. 61 bietet ein normales Beiſpiel hierfür. Nur in denjenigen Fällen, in denen eine 1/2 Stein ſtarke Mauer eine gleich ſtarke oder eine ſtärkere durchkreuzt, ſind Abweichungen in der Verbandanlage der 1/2 Stein ſtarken Mauern nothwendig. Es müſſen Dreiquartiere angeordnet werden, um den regelrechten Stoſsfugenwechſel der über einander folgenden Schichten herbeizuführen (Fig. 62 u. 63). Für den Blockverband braucht man nur die Schichten *I* und *II*, für den allſeitigen Kreuzverband die Schichten *I* bis *IV*.

Fig. 60.



38. Durchkreuzung von zwei Mauern.

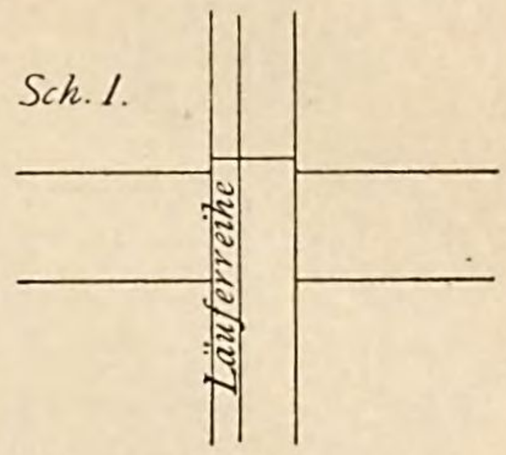


Fig. 61.

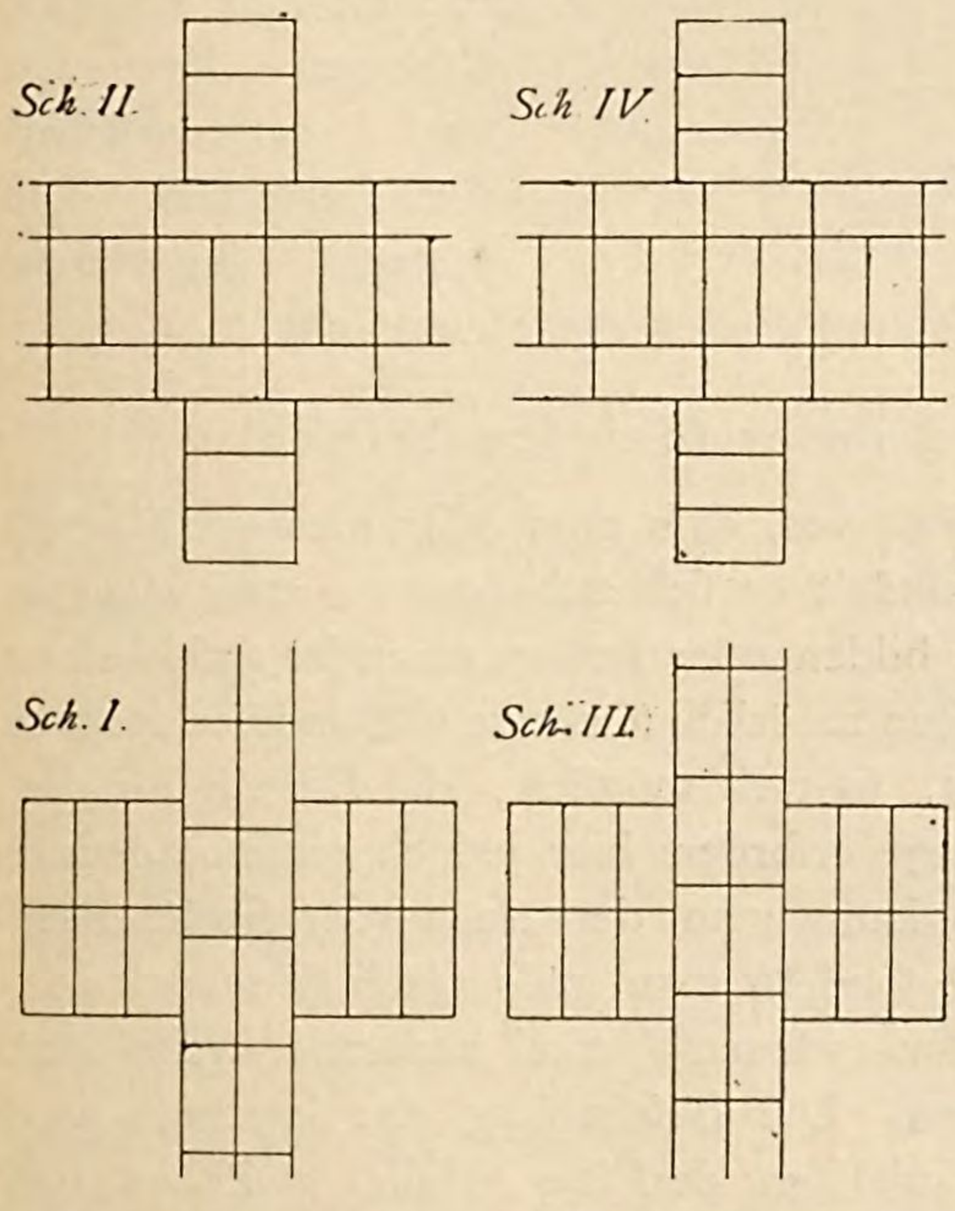
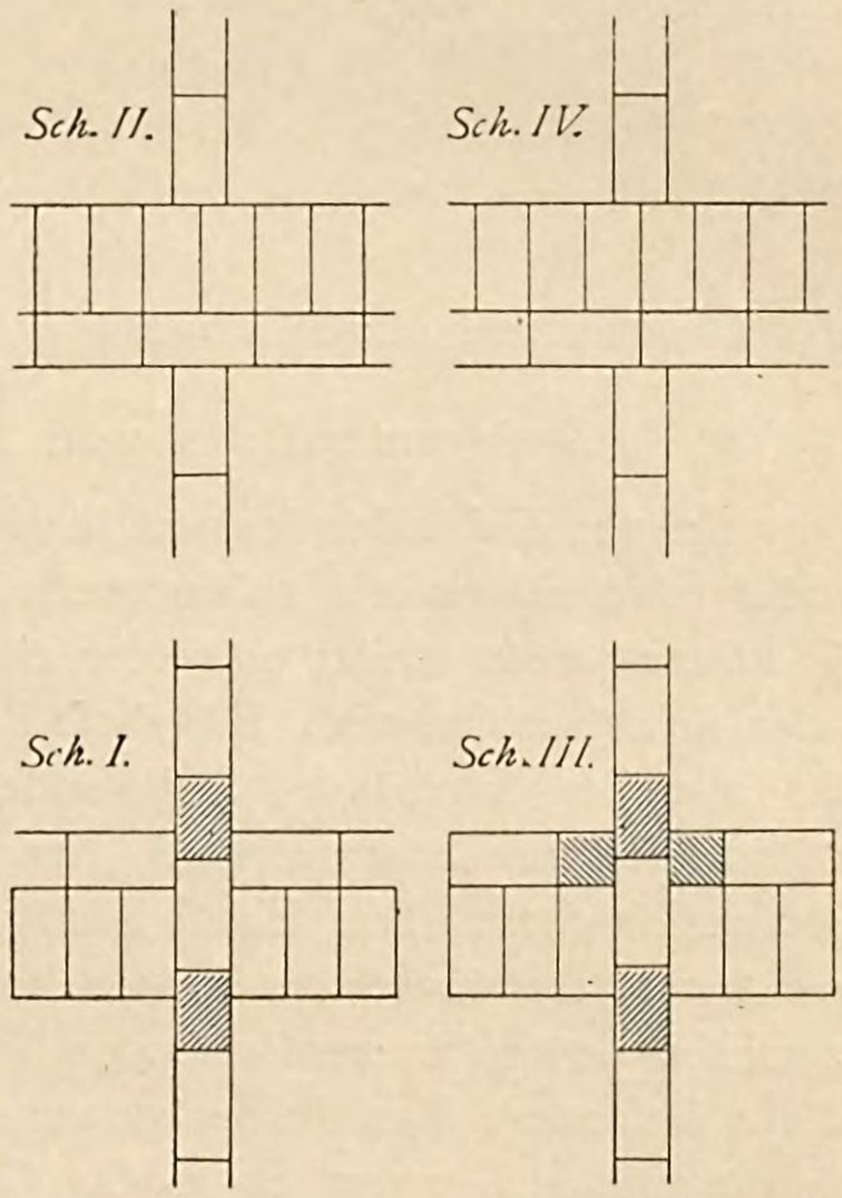


Fig. 62.



Bei der Durchkreuzung von Mauern tritt häufig der Fall ein, daſs ſich über den Kreuzungspunkt hinaus die Mauerſtärken verändern. Hierbei ſind die für den Anſchluſs von Scheidemauern und

Fig. 63.

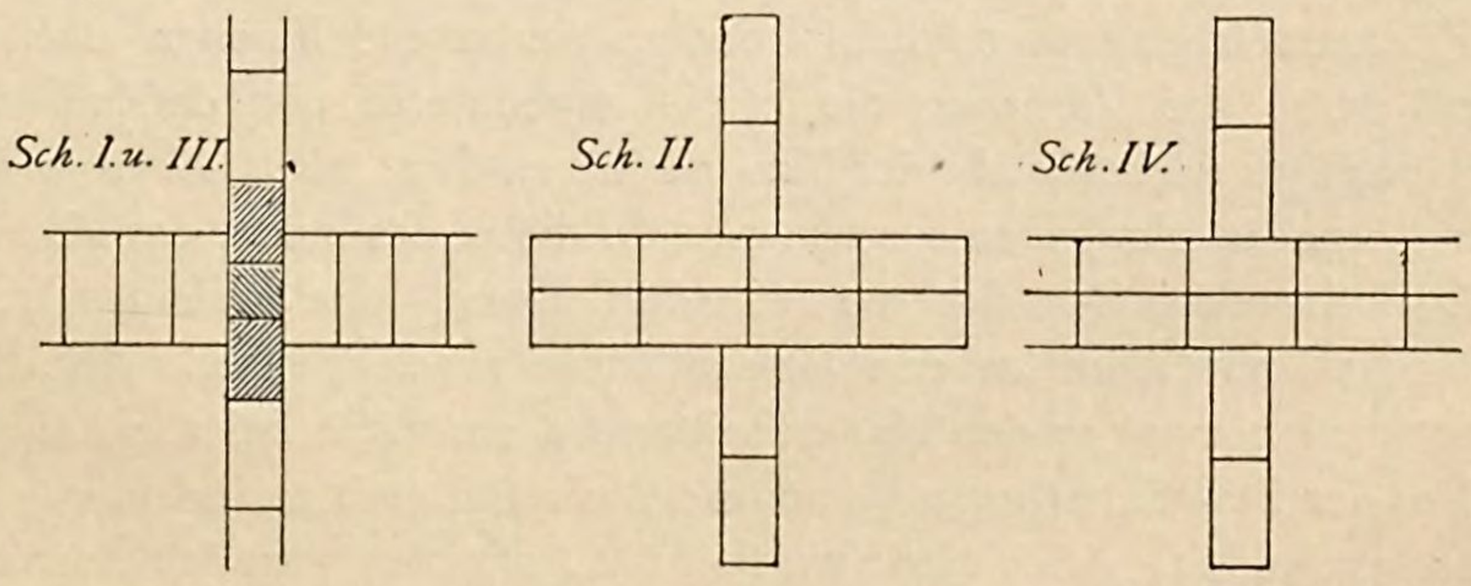
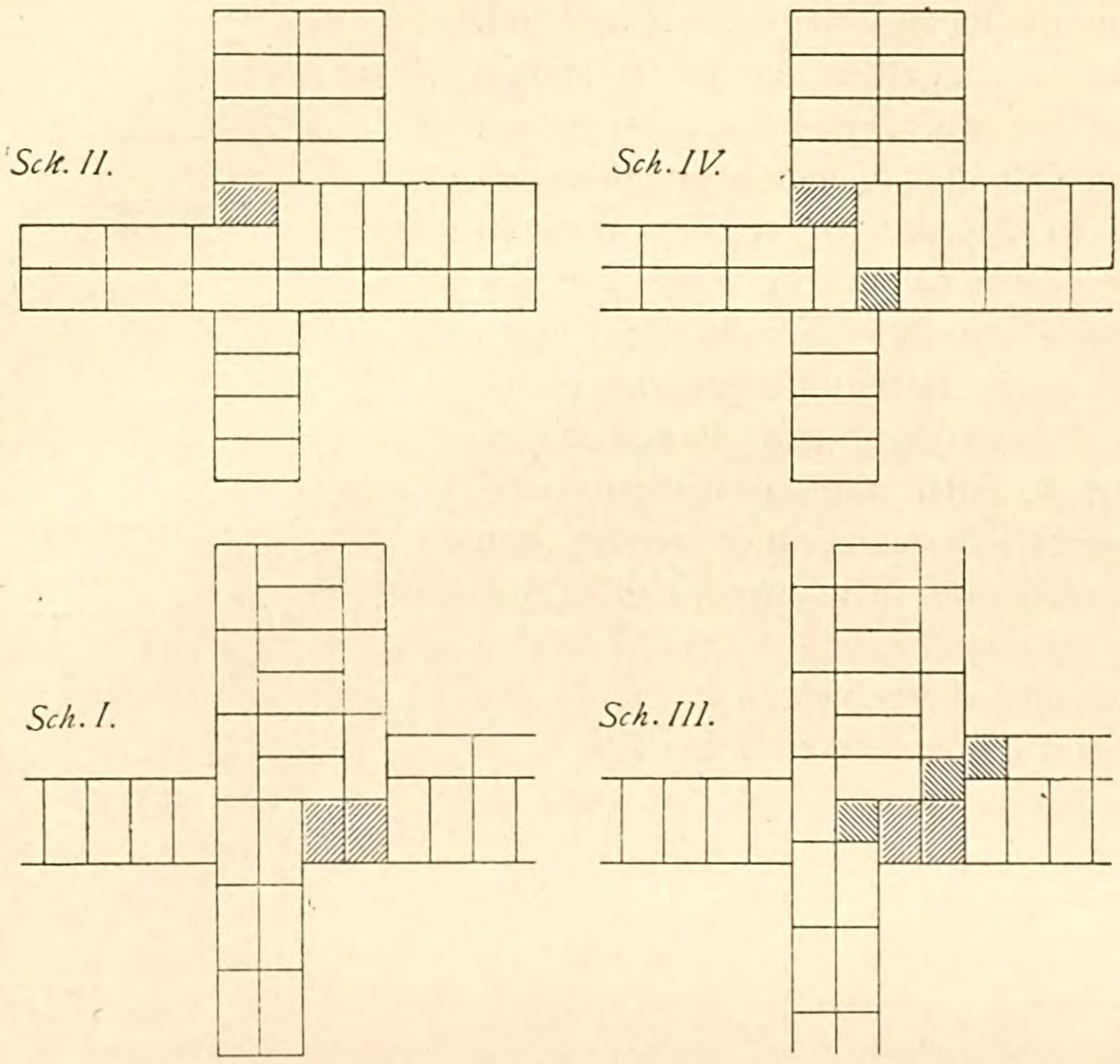


Fig. 64.



für die Durchkreuzung vorgeführten Regeln combinirt zu verwenden. Man läfft die Läuferfchichten durchgehen und fchliefst fie da, wo fie nicht weiter laufen können, mit Dreiquartieren ab. Auch ift immer wieder darauf genau zu achten, dafs die durch eine Läuferfchicht durchgehenden Stofsfugen um $^1/_4$ Steinlänge gegen die Winkel verfchoben find. Ein Beifpiel bietet Fig. 64 mit den für allfeitigen Kreuzverband erforderlichen vier Schichten. Die richtige Anordnung der Dreiquartiere ift bei derartigen complicirteren Fällen die Hauptfache.

3) Zufammenftofs von Mauern unter fchiefen Winkeln.

39. Mauerecke.

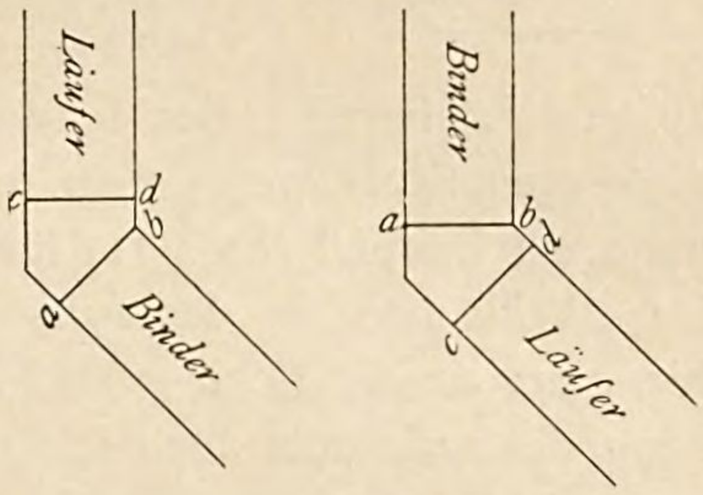
In den Gebäuden kommt häufig der Fall vor, dafs zwei oder mehrere Mauern unter fchiefen Winkeln zufammenftofsen. Handelt es fich dabei nur um zwei Mauern, fo können diefe wieder entweder eine Ecke bilden oder fich an einander anfchliefsen oder fich durchkreuzen. Für diefe Fälle gelten natürlich auch die allgemeinen Regeln für alle Ziegelverbände, insbefondere aber, fo weit möglich, die Regeln für den rechtwinkeligen Zufammenftofs. Die Eckanlage erfordert hier jedoch ganz befondere Aufmerkfamkeit. Die fchiefwinkelige Ecke kann man der Natur der Sache nach nicht mit rechtwinkeligen Steinen herftellen; fondern man mufs die Steine nach dem zwifchen den zufammenftofsenden Mauern vorhandenen Winkel verhauen, wenn man nicht befondere Formfteine verwenden kann. Die Befchaffung der letzteren wird fich empfehlen, wenn an einem Gebäude vielfach derfelbe Winkel zwifchen den Mauern vorkommt. In beiden Fällen dürfen aber diefe Eckftücke nicht zu klein angenommen werden. Bei den zugehauenen Steinen müffen die in die äufseren Fluchten fallenden möglichft wenige verhauene Flächen nach aufsen hin erhalten, da durch das Verhauen die etwas angefinterte und defshalb befonders witterungsbeftändige Aufsenkrufte der Mauerfteine entfernt wird. Eben fo müffen diefelben möglichft genau zugehauen werden, was für die in das Innere der Mauer fallenden nicht ganz fo nothwendig ift. Auf die Ecke darf niemals eine Stofsfuge treffen; auch find fpitze Winkel der Steine an den Aufsenflächen zu vermeiden. Alle Stofsfugen müffen wo möglich normal zu den Mauerfluchten ftehen. Wie bei allen Ziegelverbänden ift auch hier der Stofsfugenverband immer einzuhalten, und es find möglichft wenige Theilfteine zu verwenden. Am einfachften find die Aufgaben beim fchiefwinkeligen Zufammenftofs

von zwei Mauern zu löſen, wenn auch hier der Grundſatz feſt gehalten wird, daſs in einer und derſelben Schicht an der Auſsenſeite die Steine in der einen Mauer als Binder, in der anderen als Läufer liegen. Die einfachere und normalere Löſung läſſt im Allgemeinen die ſtumpfwinkelige Ecke zu, die daher zuerſt behandelt werden ſoll.

40. Stumpfwinkelige Ecke.

Der ſtumpfwinkelige Eckverband von gleich ſtarken oder in ihrer Stärke wenig verſchiedenen und nicht zu ſtumpfwinkelig auf einander treffenden Mauern (der Winkel darf ca. 135 Grad nicht überſteigen) läſſt eine ähnliche Behandlung, wie der rechtwinkelige zu. Während man bei letzterer abwechſelnd die inneren Fluchten beider Mauern als Stoſsfugen durchgehen läſſt, läſſt man bei der ſtumpfwinkeligen Ecke von der inneren Ecke (dem Winkel) aus abwechſelnd in den auf einander fallenden Schichten eine Stoſsfuge normal zur einen und anderen Mauer ausgehen. Am zweckmäſsigſten gehört dieſe durchlaufende Stoſsfuge zur Binderſchicht (die Bezeichnung Binder- oder Läuferſchicht iſt nach dem Ausſehen der Schicht an der convexen Seite der Ecke zu wählen). Die dem Winkel zunächſt liegenden Stoſsfugen der Läuferſchicht ſind auch hier um 1/4 Stein gegen den Winkel zu verſetzen (ſiehe das Schema in Fig. 65, worin die Linien *ab* die vom Winkel aus normal zur Mauerflucht durchgehende, *cd* die um 1/4 Stein verſetzte Stoſsfuge bedeuten). Unter Feſthaltung der eben angegebenen Regeln bei gleich ſtarken Mauern ergiebt ſich ein ganz gleich geformter Eckſtein in allen Schichten, nur abwechſelnd in umgekehrter Lage. Es erleichtert dies die Verwendung von Formſteinen.

Fig. 65.



Die beiden äuſseren Seiten des Eckſteines haben dabei eine Längen-Differenz von 1/4 Stein. Zugehauene Steine können nur dann in Anwendung gelangen, wenn die gewöhnliche Steinlänge ausreicht, was nur bei nicht ſehr ſtumpfen Winkeln der Fall iſt. Die Beiſpiele Fig. 66 bis 69 werden das Geſagte erläutern. Es ſind in denſelben aber nur die Schichten für den Blockverband gegeben; die für den Kreuzverband erforderlichen werden nach den früheren Beiſpielen leicht hinzuconſtruirt werden können. Bei 1/2 Stein ſtarken Mauern (Fig. 70) iſt die dem Winkel zunächſt liegende Stoſsfuge um 1/2 Stein von demſelben entfernt.

Fig. 66.

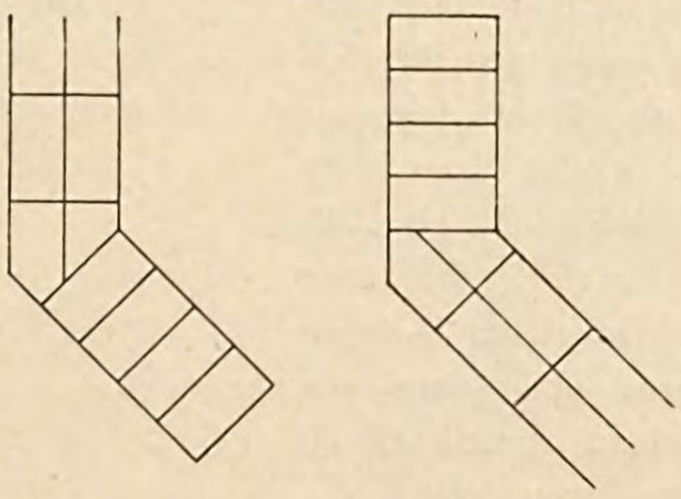


Fig. 67.

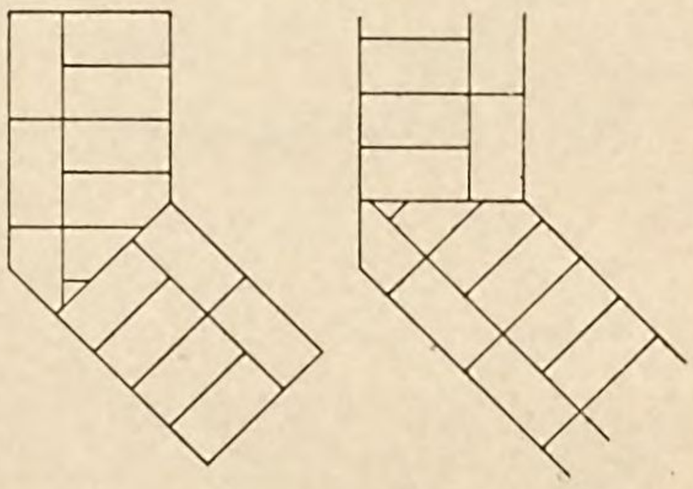


Fig. 68.

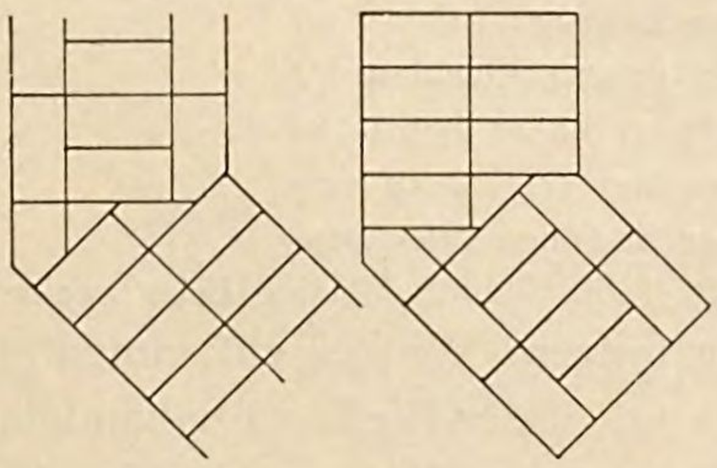
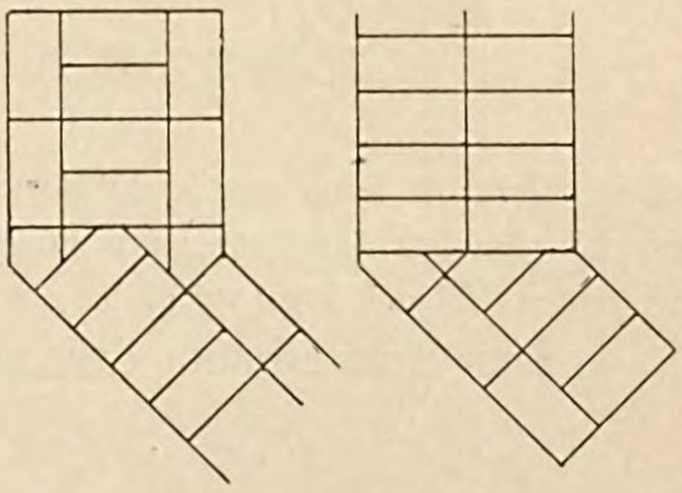
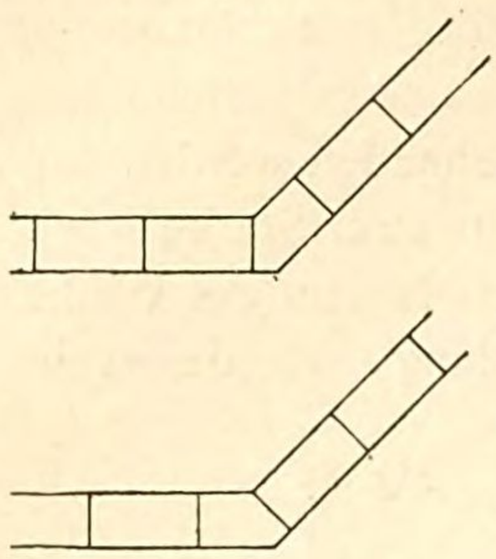


Fig. 69.



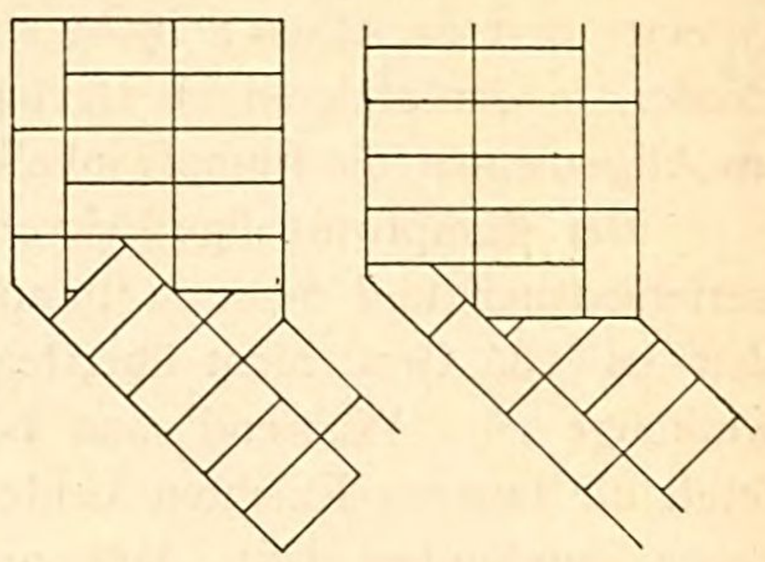
Beim Zuſammenſtoſs von ſehr verſchieden ſtarken Mauern laſſen ſich die Eckverbände nicht in der angegebenen Weiſe herſtellen, weil in dieſen Fällen die eine vom Winkel normal ausgehende Stoſsfuge entweder ſehr nahe an die Ecke oder erſt auf die Verlängerung der einen Mauerflucht trifft, alſo die andere unter ſpitzem

Fig. 70.



Winkel ſchneiden muſs, was unzuläſſig iſt. Man ordnet dann eine vom Winkel aus durchgehende Stoſsfuge in der Binderſchicht der ſchwächeren Mauer an, während man die in der darauf folgenden Schicht vom Winkel ausgehende Stoſsfuge der ſtärkeren Mauer bis an die äuſsere Läuferreihe der ſchwächeren gehen läſſt. Die um 1/4 Stein vom Winkel entfernten Stoſsfugen gehen ſo weit, als dies der Verband möglich macht. Es genüge ein Beiſpiel (Fig. 71) für dieſen Fall.

Fig. 71.



Will man an der Aufsenſeite der Mauerecke das regelmäſsige Verbandmuſter bis ganz an die Ecke heranführen, was bei Backſtein-Rohbauten in Frage kommen kann, ſo muſs man auch mit der Beſtimmung der Gröſse des Eckſteines den Anfang machen und dieſen an der Läuferſeite 3/4 Stein lang und an der Binderſeite 1/2 Stein lang bemeſſen, wenn dies die Gröſse des Winkels bei der gewöhnlichen Steinlänge geſtattet. Anderenfalls iſt man gezwungen, beſondere Formſteine anzuwenden. Aber auch dann ergiebt ſich in der Regel am inneren Winkel ein ſchlechter Verband.

Sind auf beiden Seiten der ſtumpfwinkeligen Ecke die Schichten gleichartig, d. h. laufen in denſelben Höhen Läuferreihen oder Binderreihen um die Ecke herum, ſo iſt die Verbandanlage dahin zu ändern, daſs man vom Winkel nach beiden Mauerfluchten hin normale Stoſsfugen in derſelben Schicht ausgehen läſſt, in der darauf folgenden Schicht ebenfalls zwei ſolche, die aber vom Winkel um 1/4 Stein entfernt ſind (ſiehe die Schichten *I* und *II* im Schema von Fig. 72). Für die Schicht *I* iſt es zweckmäſsig, daſs an den inneren Fluchten der Mauern Binder liegen. In der Schicht *II* kann man, um Formſteine am Winkel zu vermeiden, daſelbſt die Läufer mit diagonaler Stoſsfuge zuſammenſchneiden laſſen. Fig. 73 giebt als Beiſpiel die ſtumpfwinkelige Ecke zweier 2 1/2 Stein ſtarken Mauern.

Fig. 72.

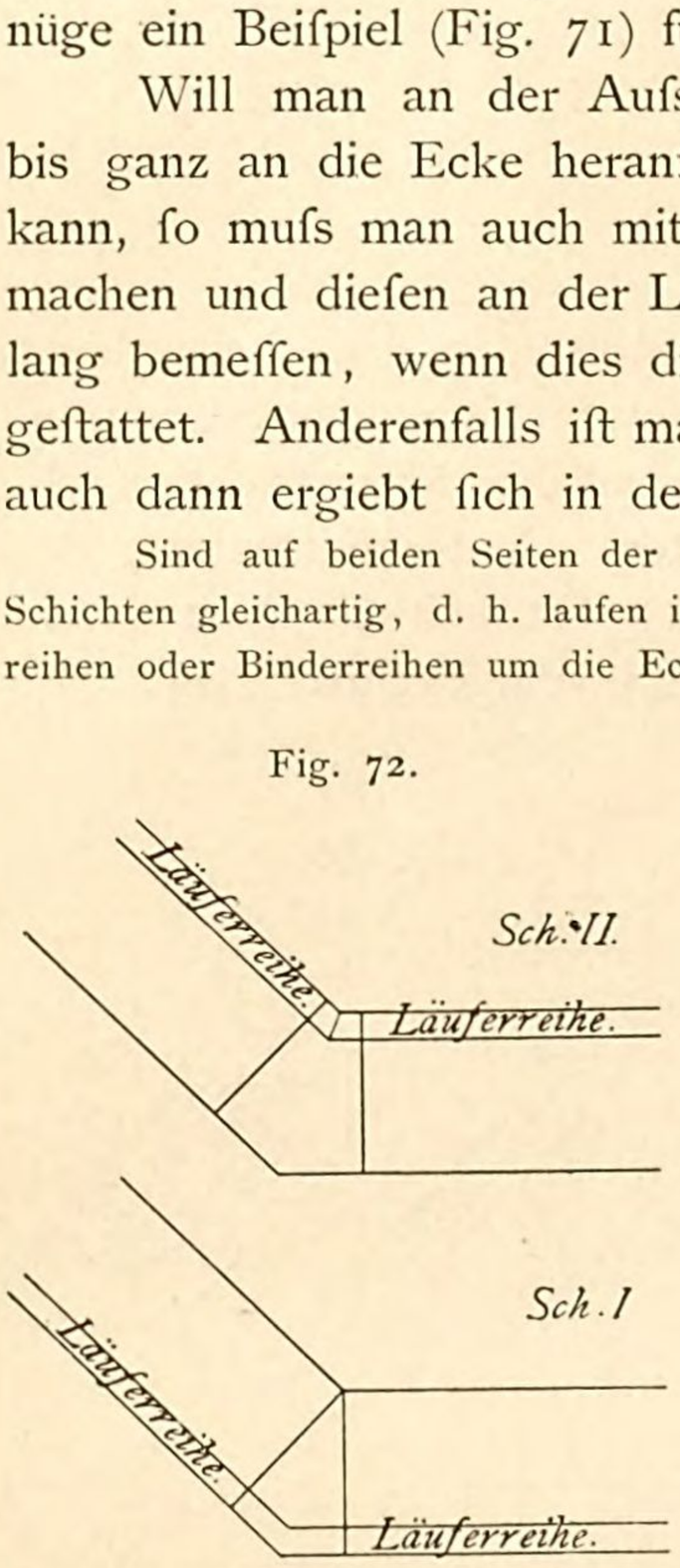
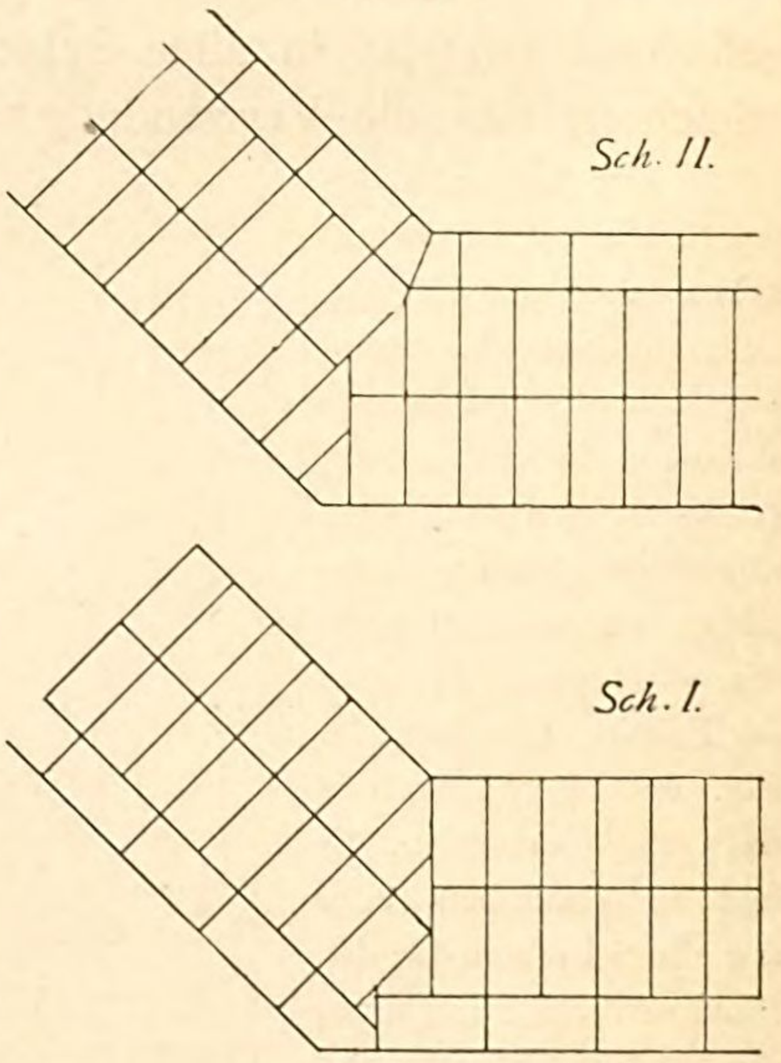


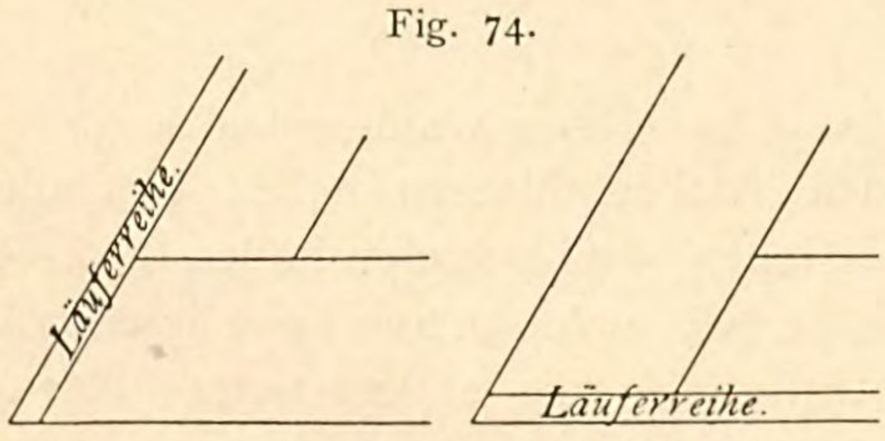
Fig. 73.



41. Spitzwinkelige Ecke.

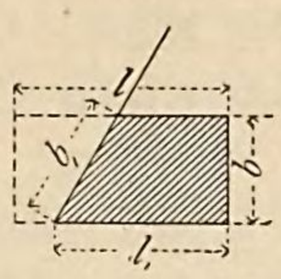
Der Eckverband der unter ſpitzem Winkel zuſammentreffenden Mauern iſt in der Weiſe zu behandeln, daſs man die äuſsere Läuferreihe der Läuferſchicht bis zur Ecke fortlaufen läſſt und mit dem nach dem gegebenen Winkel zugehauenen Eckſtein ſchlieſst. Bis an dieſe Läuferreihe führt man die Binderſchicht der anderen Mauer heran, ſo daſs alſo die innere Flucht derſelben bis

Fig. 74.



dahin als Stofsfuge fortläuft.

Fig. 75.



Man fehe das Schema in Fig. 74, worin die eben gedachte Anordnung veranfchaulicht ift.

Es ift hierbei alfo nach Möglichkeit das Princip der Bildung des rechtwinkeligen Eckverbandes durchgeführt. Die Einrichtung des regelrechten Stofsfugenwechfels zwifchen den Schichten erzielt man dadurch, dafs man die Länge l_1 des Eckfteines gleich macht der Länge b_1 des fchräg zugehauenen Hauptes plus $^1/_4$ Stein ($l_1 = b_1 + \frac{1}{4} l$ in Fig. 75). Derfelbe Eckftein läfft fich dann in allen Schichten verwenden, nur abwechfelnd in umgekehrter Lage. Fig. 76 u. 77 geben Beifpiele für den Eckverband von zwei ungleich ftarken und zwei gleich ftarken Mauern.

Fig. 76.

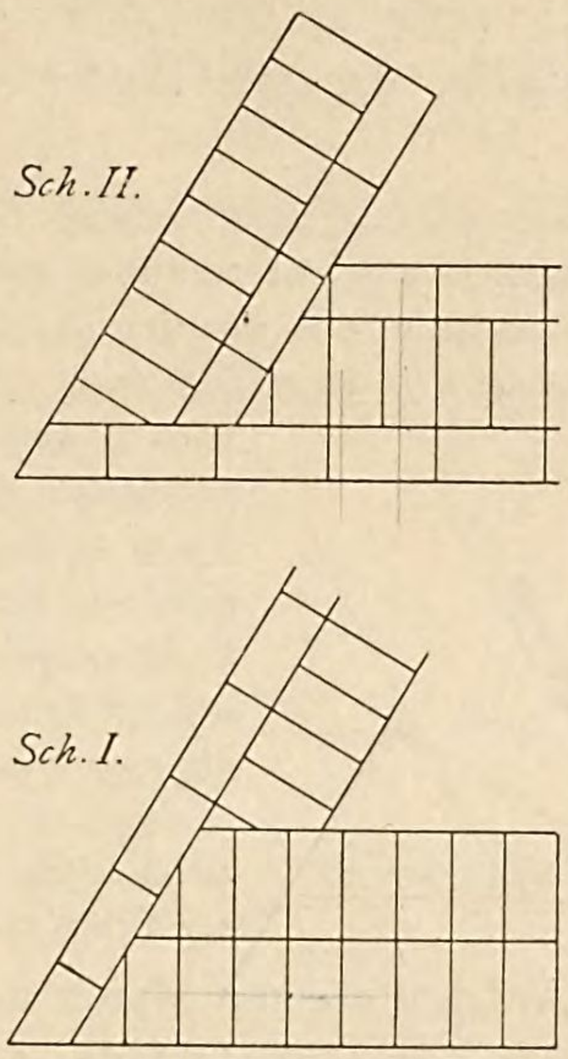
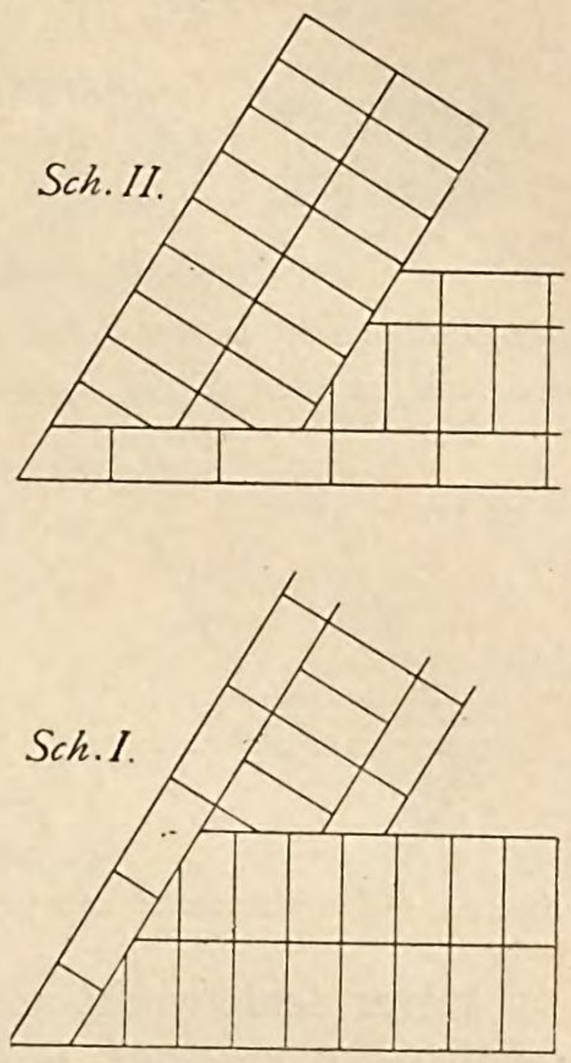


Fig. 77.



42. Coupirte fpitzwinkelige Ecke.

Beim fpitzwinkeligen Zufammenftofs von zwei Mauern kann es, namentlich wenn der Winkel ziemlich klein ift, wünfchenswerth erfcheinen, diefelbe abzuftumpfen oder zu coupiren. Ift die Coupirung fo grofs, dafs der fpitze Winkel im Inneren verfchwindet, fo hat man es dann mit drei Mauern und zwei ftumpfwinkeligen Ecken zu thun, alfo nicht mit etwas Neuem. Bleibt dagegen auf der Innenfeite der fpitze Winkel, fo bietet diefer Fall Stoff zu befonderer Befprechung.

An der Coupirungsfläche, die normal zur Halbirungslinie des fpitzen Winkels zwifchen den beiden Mauerfluchten zu legen ift, damit zwei gleiche äufsere ftumpfwinkelige Ecken gebildet werden, müffen des regelrechten Verbandes wegen Läufer- und Binderfchichten mit einander abwechfeln. Des guten Ausfehens, aber auch der einfacheren Conftruction halber ift es dann zweckmäfsig, von der bisher allenthalben durchgeführten Regel, in einer und derfelben Schicht in der einen der die Ecke bildenden Mauern aufsen eine Läuferreihe, in der anderen eine Binderreihe zu legen, abzufehen und den Fall fo aufzufaffen, als gehörte die Coupirungsfläche einer dritten

Fig. 78.

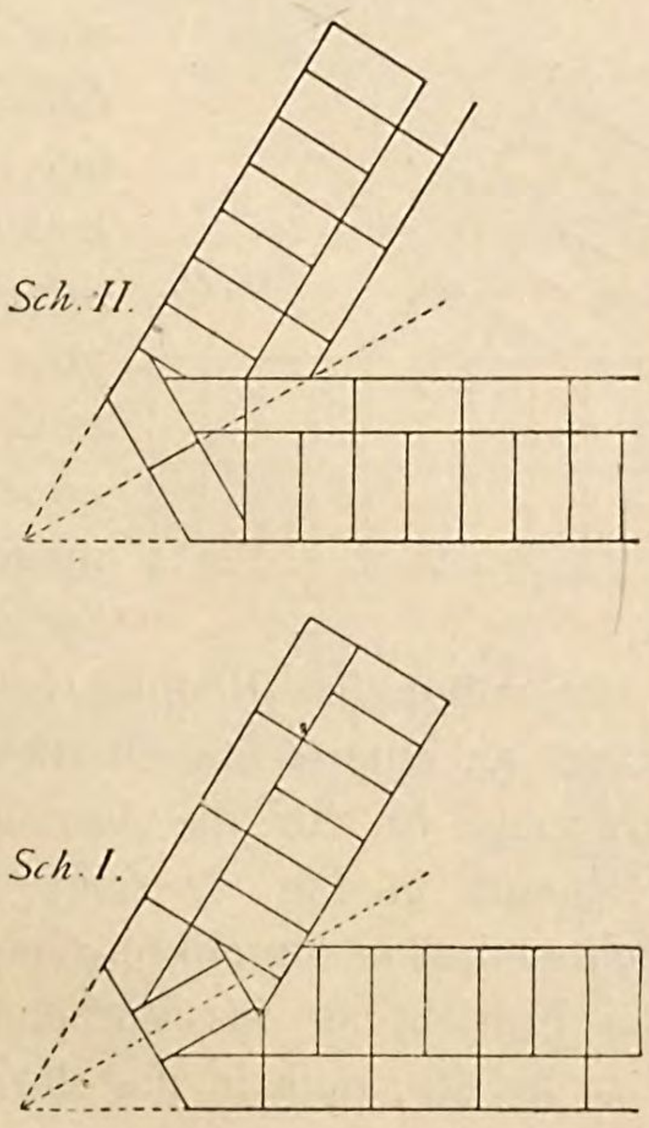


Fig. 79.

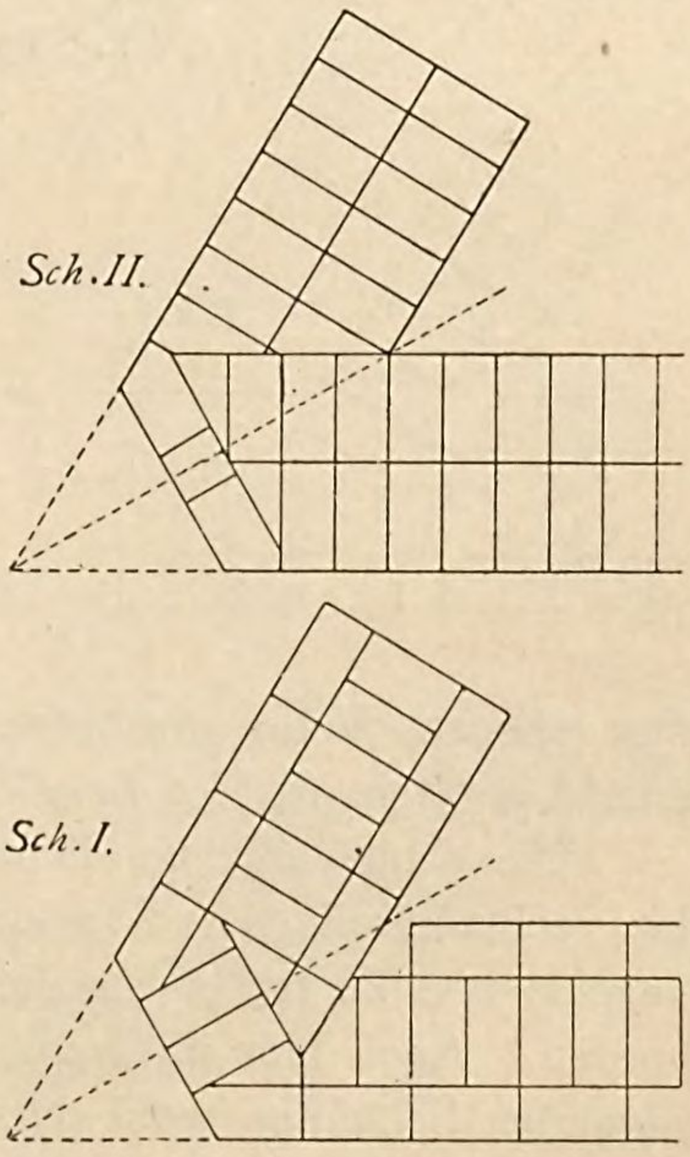
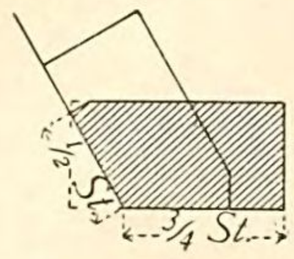


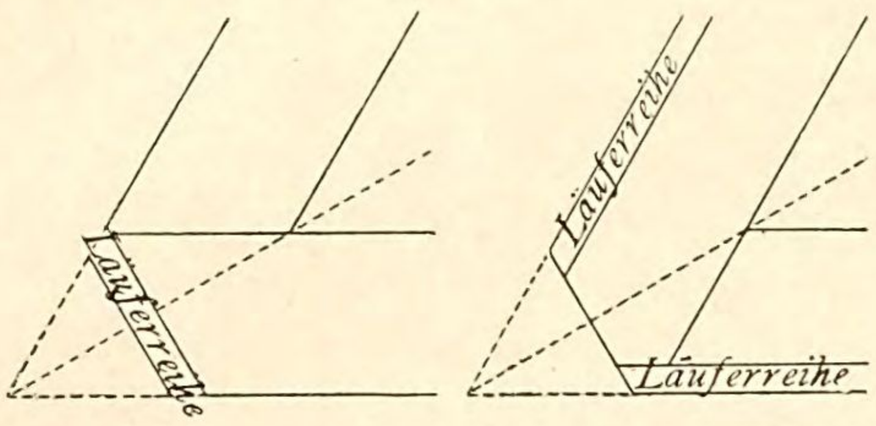
Fig. 80.



Mauer an. Es werden dann in derſelben Schicht in den beiden Mauern gleichzeitig aufsen Läufer oder Binder ſich befinden, an der Coupirungsfläche dagegen Binder oder Läufer (ſiehe das Schema in Fig. 81).

Die Breite der Coupirung beſtimmt ſich ſo, daſs zwiſchen den beiden ſchräg zugehauenen Eckſteinen ein oder zwei Binderhäupter Platz haben. Die Gröſse und Form der Eckſteine iſt in der Weiſe zu ermitteln, daſs man den einen Schenkel des ſtumpfen Winkels $^3/_4$ Steine, den anderen (den ſchräg zuzuhauenden) $^1/_2$ Stein lang macht (Fig. 80). Sollte ſich der Stein dann immer noch zu lang ergeben, ſo muſs man beide Schenkel ſo verkürzen, daſs dabei die Differenz der Schenkellängen immer $^1/_4$ Stein bleibt. Es ſind dann in allen Schichten dieſelben Eckſteine, nur abwechſelnd in umgekehrter Lage, verwendbar. Die Eckanlage iſt ſonſt ähnlich wie bei der ſpitzwinkeligen Ecke, indem man abwechſelnd die eine oder die andere der inneren Mauerfluchten als Stoſsfuge ſo weit durchführt, als dies möglich oder zweckmäſsig erſcheint. In Fig. 78 u. 79 ſind Beiſpiele zur Erläuterung gegeben.

Fig. 81.



43. Anſchluſs einer Mauer an eine andere.

Der ſchiefwinkelige Anſchluſs einer Mauer an eine andere wird wie der rechtwinkelige behandelt, nur mit dem Unterſchiede, daſs man die anſchlieſsende Scheidemauer in einer Schicht um die andere nicht bis an die äufsere Flucht der Hauptmauer durchlaufen läſst, ſondern nur bis hinter die daſelbſt angeordnete Läuferreihe (ſiehe das Schema in Fig. 82), wodurch die zu verhauenden Steine in das Innere der Mauer kommen. Das Eingreifen oder Einbinden der Scheidemauer erfolgt alſo in den Läuferſchichten der Hauptmauer. Auch hier iſt wieder die Regel zu befolgen, daſs die dem (ſpitzen) Winkel zunächſt liegende durchlaufende Stoſsfuge *a b* der Scheidemauer um $^1/_4$ Stein vom Winkel entfernt liegen muſs. Weiter erſcheint es zweckmäſsig, in der Hauptmauer eine durchlaufende Stoſsfuge *c d* in der in Fig. 82 angegebenen Weiſe anzuordnen. Es möge das Beiſpiel in Fig. 83, der Anſchluſs einer $1^1/_2$ Stein ſtarken Scheidemauer an eine 2 Stein ſtarke Hauptmauer, genügen.

Fig. 82.

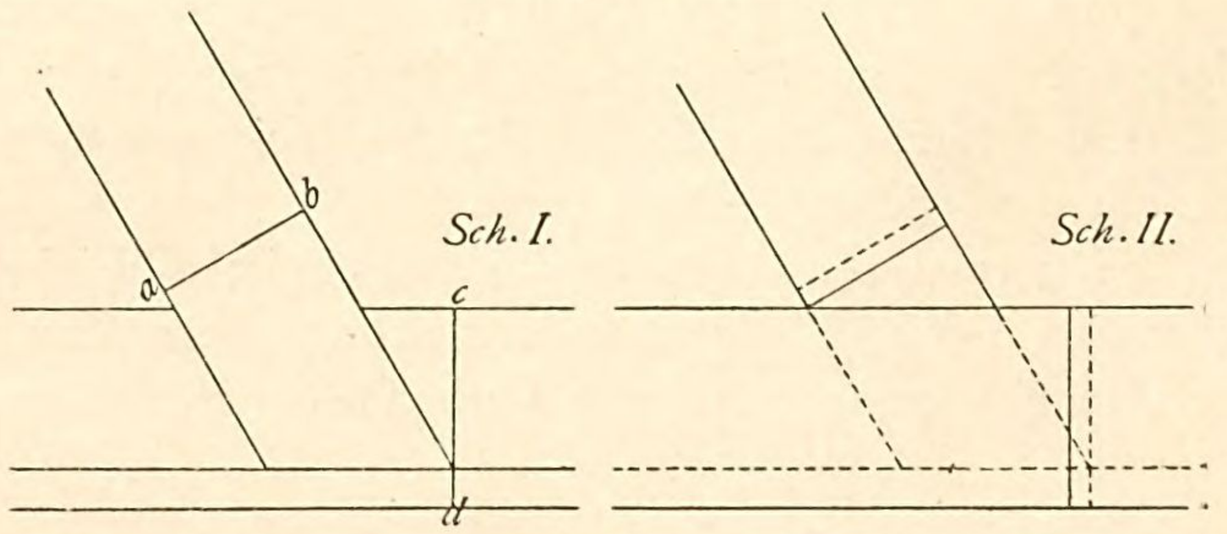
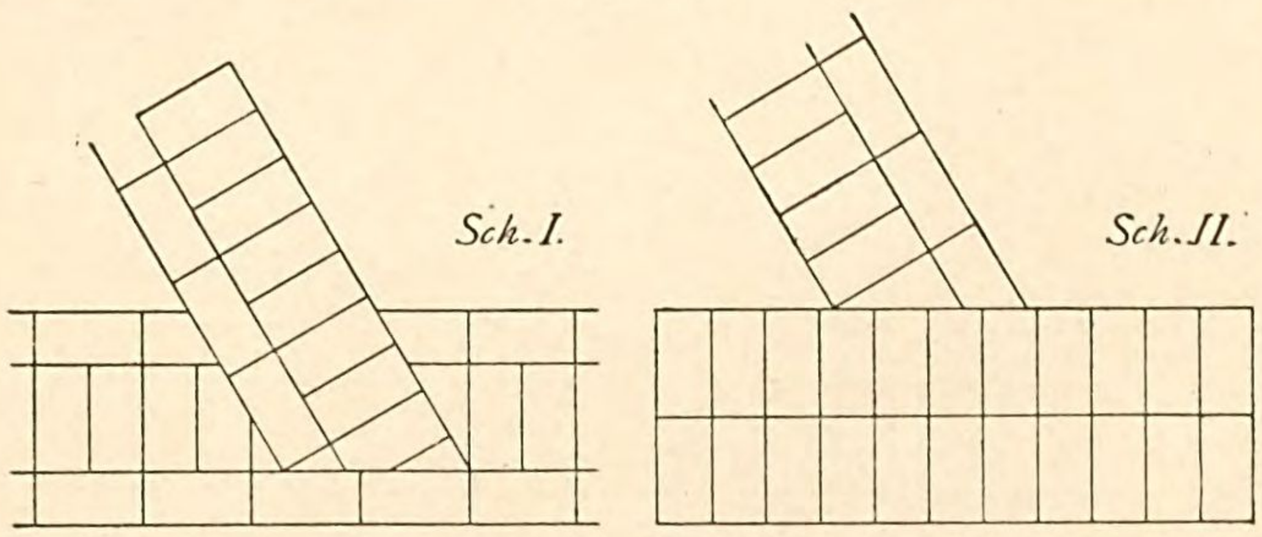


Fig. 83.



44. Durchkreuzung zweier Mauern.

Die ſchiefwinkelige Durchkreuzung iſt nur die Verallgemeinerung des Falles der rechtwinkeligen. Wie das Schema in Fig. 84 zeigt, gelten genau dieſelben Regeln, wie ſie früher für die rechtwinkelige Durchkreuzung ausführlich beſprochen wurden. Auch hier iſt, wegen der Einrichtung des Verbandes, in den auf einander folgenden Schichten wohl darauf zu achten, daſs in der durchlaufenden Schicht eine

durchgehende Stofsfuge um $^1/_4$ Stein entfernt von einem der Winkel angeordnet werden mufs. Ein befonderes Erläuterungsbeifpiel erfcheint hier nicht nothwendig.

45. Zufammenftofs von mehreren Mauern.

Es kommt bei Bauwerken der Fall öfters vor, dafs mehr als zwei Mauern unter beliebigen Winkeln in einem Punkte zufammenftofsen. Je nach der Anzahl der zufammentreffenden Mauern, der Stärke derfelben und den Winkeln, unter denen fie zufammentreffen, mufs die Löfung diefer Aufgaben eine verfchiedene werden. Es dürfte zu weit führen und auch überflüffig fein, eine grofse Zahl folcher Fälle zu erörtern. Es möge nur der eine Fall hier nähere Befprechung finden, wenn drei Mauern in einem Punkte zufammenftofsen. Die allgemeine Löfung diefer Aufgabe ift die, dafs man zwei der Mauern als eine Ecke bildend anfieht und die dritte dann in einer Schicht um die andere in die Ecke einbindet, während man fie in den übrigen Schichten nur ftumpf anftofsen läfft. Jeder fpecielle Fall wird überdies noch unter Berückfichtigung der gegebenen Verhältniffe und Feflhaltung der allgemeinen Regeln eine befondere Behandlung zulaffen.

Fig. 84.

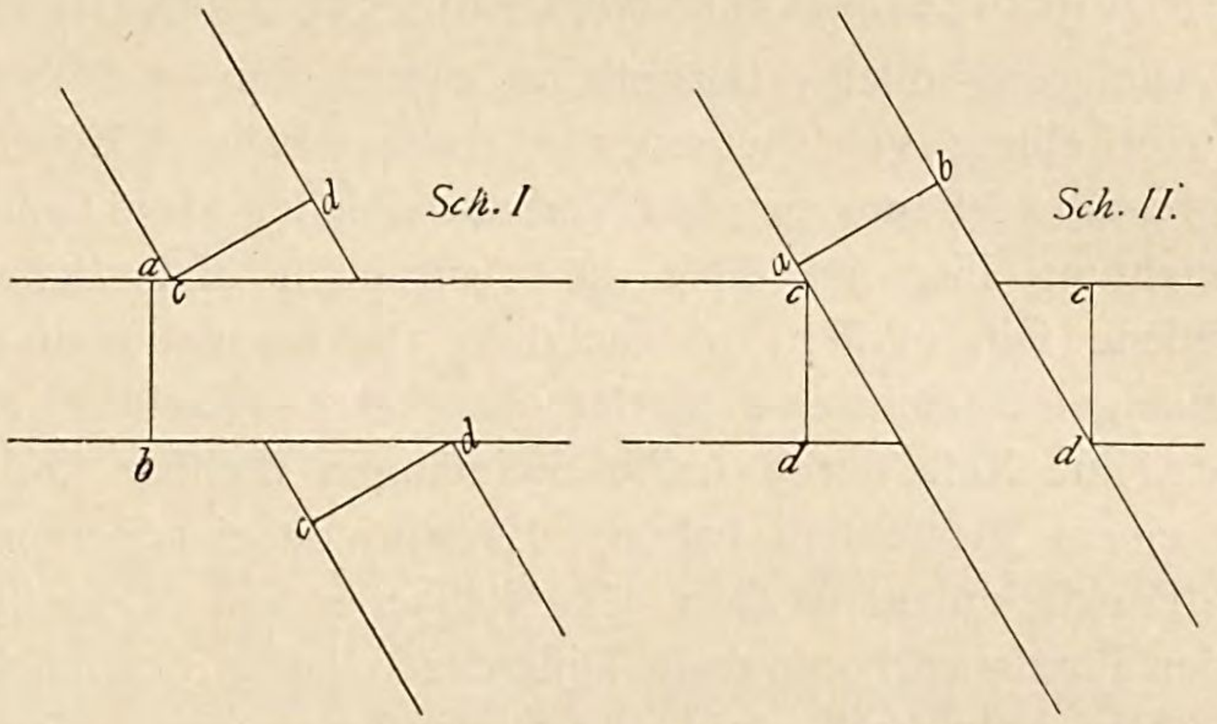


Fig. 85.

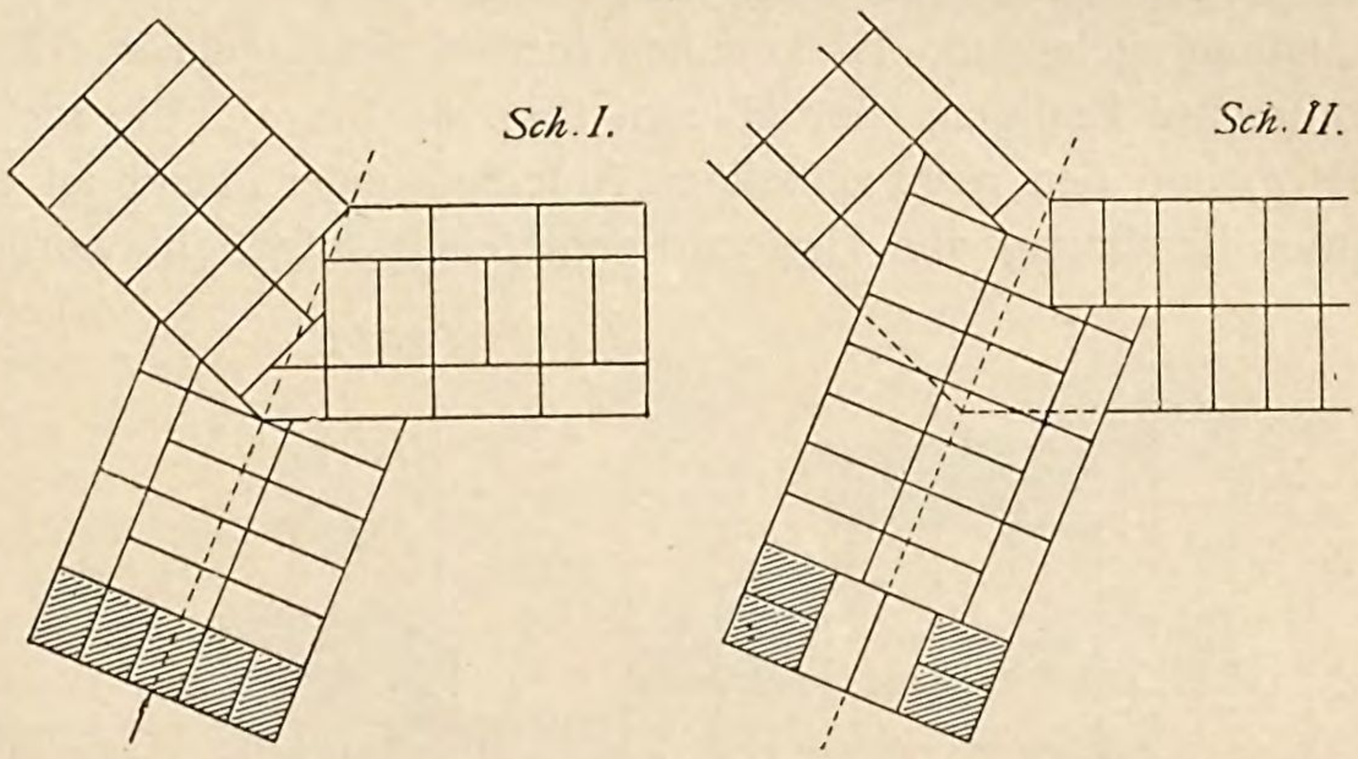
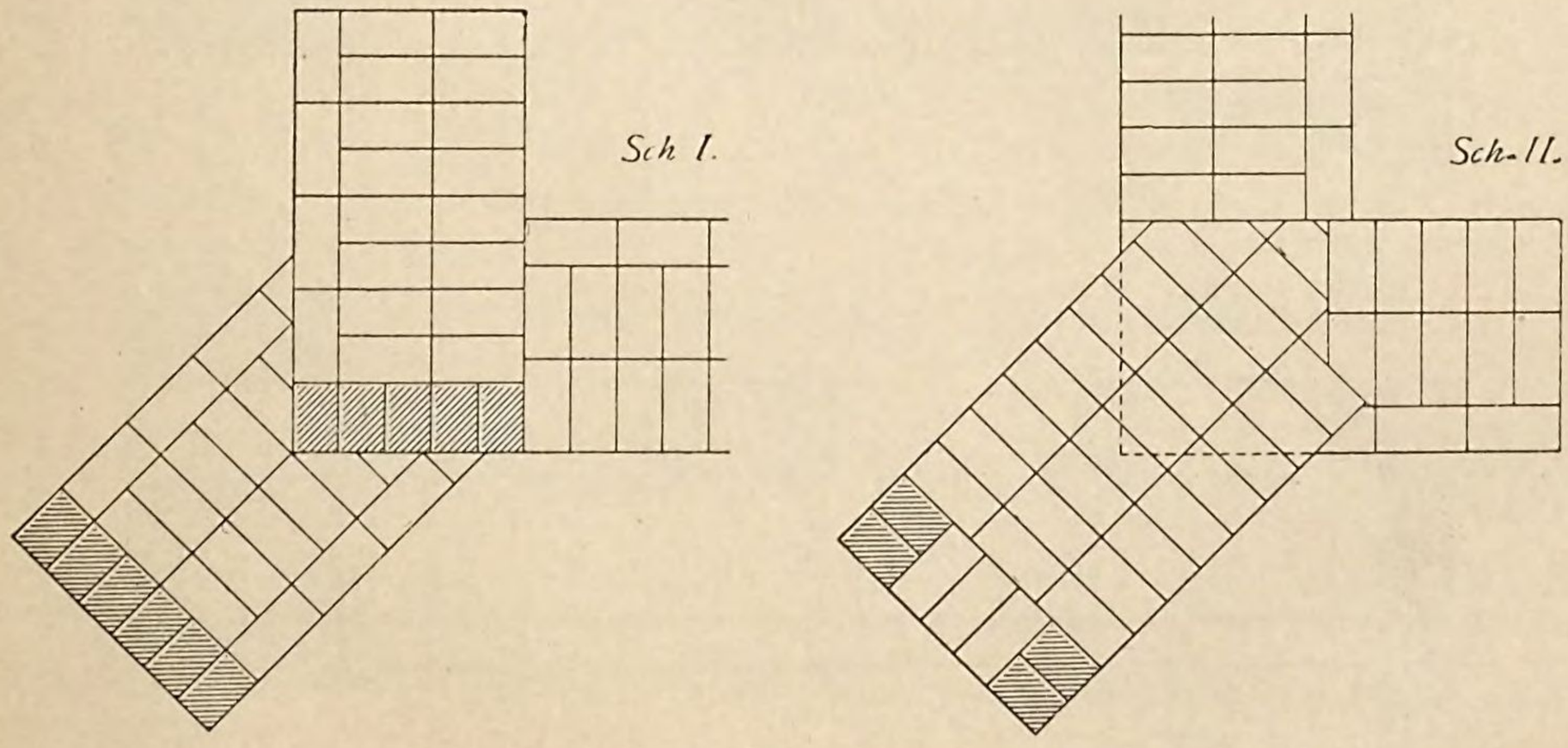


Fig. 86.



Das wichtigſte Vorkommen des Zuſammenſtoſses von drei Mauern dürfte das ſein, daſs an eine Ecke, an eine rechtwinkelige oder ſtumpfwinkelige, ſich ein Strebepfeiler in diagonaler, den Winkel der beiden die Ecke bildenden Mauern halbirenden Richtung anlegt. Die beigefügten Beiſpiele in Fig. 85 u. 86 werden das einzuſchlagende Verfahren erläutern, obgleich dieſes, wie ſchon geſagt, je nach den vorliegenden Verhältniſſen Umänderungen erheiſcht. Gleichmäſsiger Anſchluſs des Strebepfeilers an beide Seiten der Mauerecke läſſt ſich erzielen, wenn die beiden die Ecke bildenden Mauern nach auſsen hin gleichartige Schichtenbildung in gleicher Höhe zeigen. Es hat dies aber wenig praktiſchen Werth, da der Anſchluſs beider Seiten nicht gut gleichzeitig geſehen werden kann.

4) Beliebige Mauerkörper mit rechtwinkeligen Ecken und Winkeln.

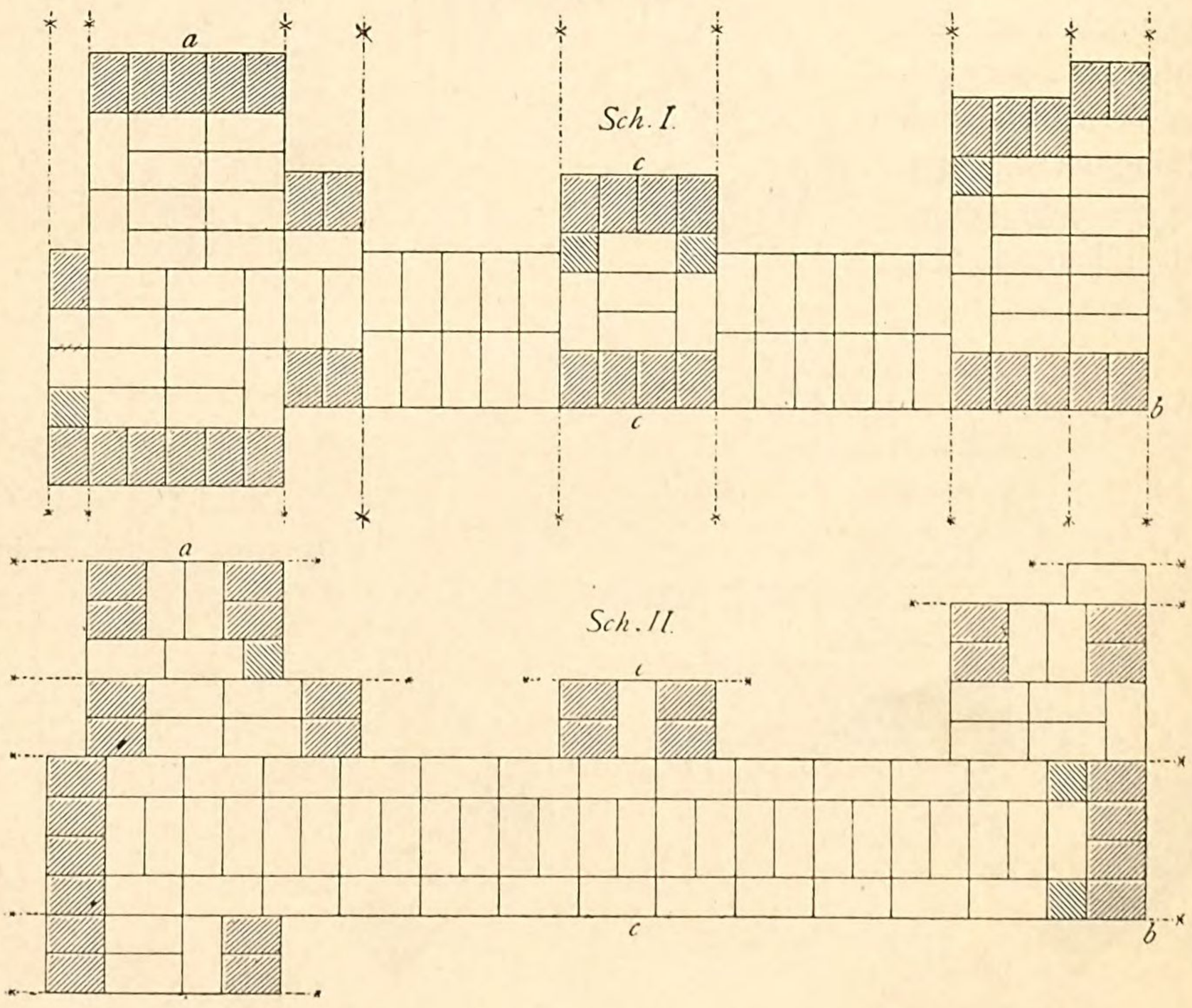
46. Verſchiedenheit.

Die gewöhnlichen Backſteine eignen ſich in Folge ihrer Geſtalt eigentlich nur zur Herſtellung von Mauern mit rechtwinkeligen Ecken und Winkeln, und es ſind deſswegen auch nur für den Verband ſolcher klare Geſetze aufſtellbar. Daher iſt die Betrachtung hier auf dieſe zu beſchränken. Die Behandlung wird eine etwas verſchiedene ſein müſſen, je nachdem alle Dimenſionen einem Vielfachen von halben Steinlängen (Steinbreiten) entſprechen oder je nachdem einzelne oder alle Dimenſionen nicht ohne Reſt durch halbe Steinlängen theilbar ſind, ſondern einen Ueberſchuſs von einem Viertelſtein haben. Es wird dabei angenommen, daſs alle Dimenſionen von Backſteinmauerwerken als Vielfache von Viertelſteinlängen bemeſſen werden. In der Praxis vorkommende Differenzen laſſen ſich leicht ausgleichen.

47. Vielfache von $1/2$ Steinlängen.

Der erſte Fall, daſs alle Dimenſionen eines Mauerkörpers durch halbe Steinlängen ohne Reſt theilbar ſind, iſt der einfachere und mag daher zuerſt zur Behandlung gelangen. Es kommen hierbei die Regeln zur Anwendung, welche für die lothrechte Endigung der Mauern (Fig. 87 bei *a*), die rechtwinkelige Ecke (Fig. 87 bei *b*) und den rechtwinkeligen Anſchluſs einer Mauer an eine andere (Fig. 87 bei *c*) unter Benutzung von Dreiquartieren ſchon aufgeſtellt worden ſind.

Fig. 87.



Das Hauptſächliche derſelben mag hier kurz wiederholt werden. Die beiden zur Herſtellung des Blockverbandes nothwendigen Schichten enthalten hiernach für die lothrechte Endigung in der einen Schicht ſo viele Dreiquartiere, als die Mauer Steinbreiten dick iſt, hinter einander als Läufer, in der anderen immer nur 2 Paar Dreiquartiere als Binder. Bei der rechtwinkeligen Ecke kommen auf jede Seite derſelben abwechſelnd ſo viele Dreiquartiere, als die beiden die Ecke bildenden Mauern Steinbreiten in der Dicke zählen, als Läufer, und beim rechtwinkeligen Anſchluſs einer Mauer an eine andere legt man in der einen Schicht in der Verlängerung der anſchlieſsenden Mauer und parallel der Richtung derſelben ſo viele Dreiquartiere neben einander an die äuſsere Flucht der Hauptmauer, als die anſchlieſsende Steinbreiten dick iſt, während in der darauf folgenden Schicht der Verband der Hauptmauer ununterbrochen durchgeht.

Bei der Anwendung dieſer Regeln für complicirtere Mauerkörper, wie ſie hier beſprochen werden ſollen, kommt es nun vor allen Dingen darauf an, die Dreiquartiere zuerſt und richtig zu legen. Dazu gehört:

α) Daſs alle Dreiquartiere in einer und derſelben Schicht parallel gerichtet ſind, oder was daſſelbe iſt, daſs nur parallele Seiten der Ecken mit Dreiquartieren beſetzt werden.

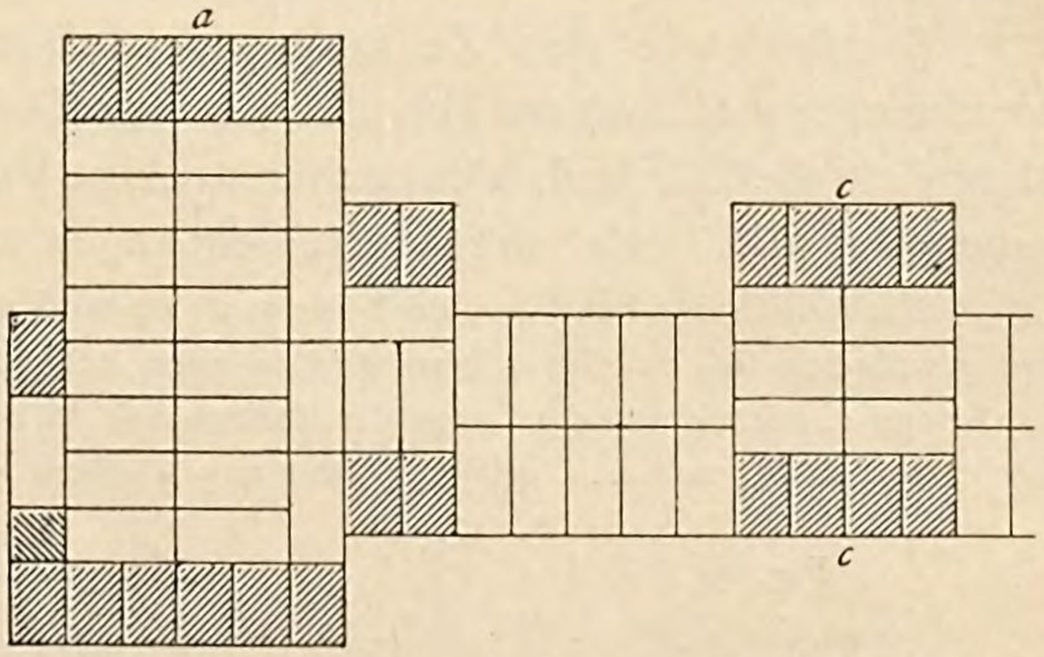
Dieſe Forderung wird zum Theil ſchon erfüllt, wenn an der früher aufgeſtellten Regel, daſs an den Ecken und Maueranſchlüſſen in einer Höhe Läufer- und Binderſchichten zuſammentreffen ſollen, feſt gehalten wird.

β) Daſs jedem Dreiquartier auf der einen Seite des Mauerkörpers ein anderes eben ſo gerichtetes auf der anderen Seite entſprechen muſs.

Der Ort für dieſe mit einander correſpondirenden Dreiquartiere iſt leicht dadurch zu finden, daſs man die Schichten durch den Seiten parallele Linien aus allen Eckpunkten in rechteckige Streifen zerlegt und die Richtung derſelben in den auf einander folgenden Schichten regelmäſsig wechſeln läſſt. Die Enden der Streifen werden, den angeführten Regeln entſprechend, mit den Dreiquartieren beſetzt (Fig. 87). Die Zwiſchenräume zwiſchen den Dreiquartieren werden dann noch regelrecht mit ganzen Steinen unter Zuziehung von Zweiquartieren je nach Bedürfniſs ausgefüllt.

In einzelnen Fällen ſind durch kleine Abweichungen von den angeführten Regeln Vereinfachungen möglich. So läſſt ſich z. B. dadurch, daſs man auf der linken Seite der Schicht *I* in Fig. 87, Abtheilung *a* die Läuferreihe auf die rechte Seite der Mauer legt, eine einfachere Ausfüllung mit Ganzen erzielen; auch laſſen ſich die Zweiquartiere bei *c* der Schicht *I* in Fig. 87 vermeiden. Dieſe Veränderungen ſind in Fig. 88 dargeſtellt[29]).

Fig. 88.



Bei Feſtſtellung der Verbandanordnungen für beliebige Mauerkörper mit rechtwinkeligen Ecken laſſen ſich anſtatt der Dreiquartiere auch die Längsquartiere anwenden. Der Verband mit ſolchen iſt aber ſehr unſelbſtändig und nicht immer ganz durchführbar. Aus dieſen und den ſchon früher angeführten Gründen kommt er hier nicht zur Behandlung.

48. Vielfache von $\frac{1}{2}$ Steinlängen + $\frac{1}{4}$ Steinlänge.

Die Verbandanlagen von Mauerkörpern, deren Dimenſionen nicht reine Vielfache von halben Steinlängen ſind, ſondern zu denen noch Viertelſteinlängen treten, laſſen ſich nicht nach ſo ſcharf ausgeprägten Geſetzen beſtimmen, wie dies bei denjenigen der Fall iſt, deren Dimenſionen durch halbe Steinlängen ohne Reſt theilbar ſind.

---

29) Die Anlage der Mauerverbände von Mauerkörpern mit rechtwinkeligen Ecken wurde zuerſt nach allgemeinen Principien von *C. v. Brand* behandelt, in deſſen Arbeiten ſich Ausführlicheres über dieſen Gegenſtand findet. Es ſind dies: Praktiſche Darſtellung des Ziegelverbandes nach einfachen, allgemeinen, bisher unbekannten Geſetzen. Berlin 1864. — Etwas faſslicher geſchrieben, wenn auch nicht ſo vollſtändig und ſo durchgebildet: Ueber Mauerziegelverband. HAARMANN's Zeitſchr. für Bauhdw. 1862, S. 64.

Es ſollen dieſe Fälle nach den von *v. Brand* angegebenen Methoden hier nur andeutungsweiſe behandelt werden.

α) Methode des Coupirens. Man ergänzt nach dieſer Methode die Dimenſionen ſo, dafs alle zu Vielfachen von halben Steinlängen werden, legt für die ſo ergänzte Figur den Verband nach den früheren Regeln an und ſchneidet darauf das zur urſprünglichen Figur Hinzugefügte wieder ab. Die ſich ergebenden kleineren Steintheile werden nach Möglichkeit zu gröſseren vereinigt.

Fig. 89.

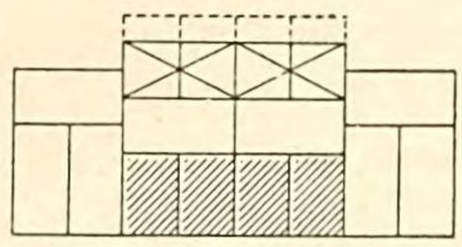
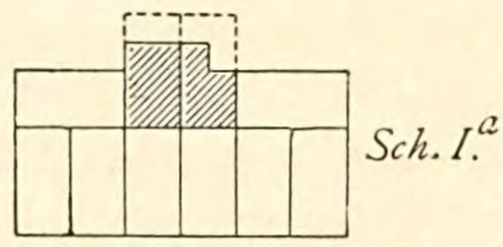


Fig. 90.



Das zuerſt Hinzugefügte, nachher wieder Coupirte iſt in den Beiſpielen (Fig. 89 u. 90) durch punktirte Linien, die Vereinigung von Steintheilen durch ein Kreuz angedeutet. Auch laſſen ſich ſonſt noch Verbeſſerungen mitunter anbringen, wie die Schicht *I, b* und Schicht *I, c* von Fig. 89 ausweiſen.

Bei der Anwendung dieſer Methode ergeben ſich oft Ausklinkungen von Steinen, die man aber gern zu vermeiden ſucht. Es kann dies geſchehen durch Anwendung der Viertelſchrägfuge. Man verſteht darunter eine von einem Winkel des Grundriſſes in der Richtung der Halbirungslinie des Winkels ausgehende Fuge von der Länge der Diagonale eines Achtelſteines (Fig. 90, Schicht *I, b*).

β) Methode des Zuſammenſchiebens. Dieſe Methode findet nur da Anwendung, wo vor einem Hauptkörper von Dimenſionen, die durch halbe Steinlängen ohne Reſt theilbar ſind, kleinere rechteckige Vorlagen ſich befinden, deren Dimenſionen (eine oder alle beide) mit Viertelſteinlängen bemeſſen werden müſſen.

Nach dieſer Methode werden beide zum Verband nothwendigen Schichten für den Hauptmauerkörper wie gewöhnlich feſt geſtellt. Dann wird in einer Schicht um die andere unter Anwendung der Viertelſchrägfuge ein Stück von der Länge der Vorlage und $^1/_4$ Stein breit herausgeſchnitten und ein entſprechendes Stück, vergröſsert um die Vorlage, wieder angeſchoben. Je nach den Umſtänden kommen hierbei ein oder zwei Schrägfugen zur Anwendung (Fig. 91 u. 92). Der Verband der Vorlage wird nach der Coupirmethode beſtimmt. Kleinere Steintheile der Vorlage laſſen ſich mit ſolchen des Hauptkörpers oft zu gröſseren vereinigen, oder es können auch noch auf andere Weiſe Verbeſſerungen im Verband angebracht werden. So lieſse ſich an Stelle der Schichtanordnung *II* in Fig. 91 mit Vortheil diejenige der Schicht *I, c* in Fig. 89 verwenden.

Fig. 91.

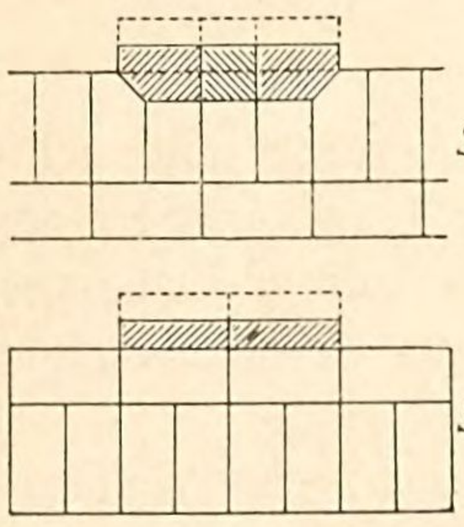
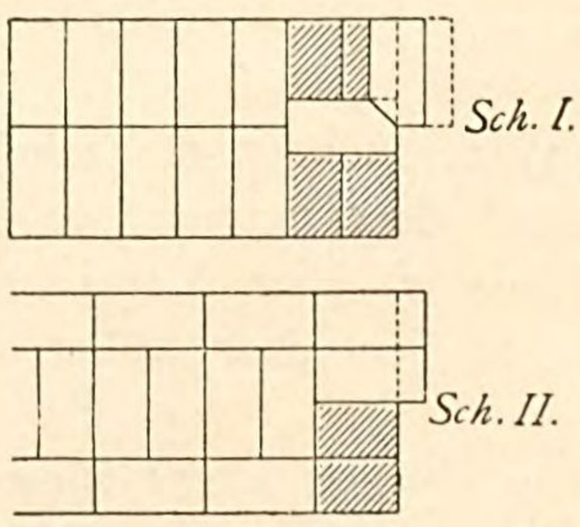


Fig. 92.

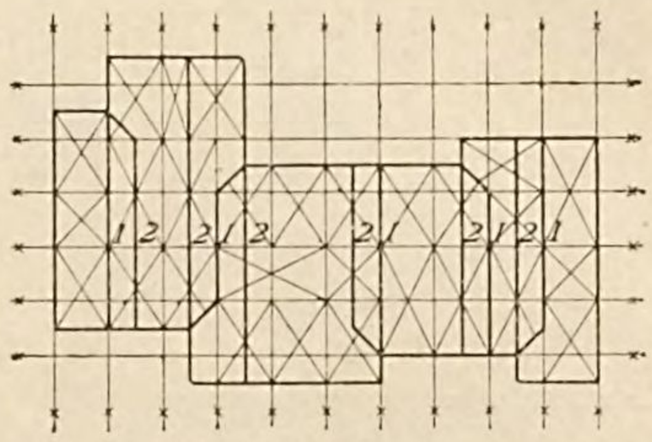


γ) Methode der zuläſſigen Fugen. Bei dieſer in allen Fällen anwendbaren Methode werden zuerſt eine Anzahl Fugen in der Weiſe beſtimmt, dafs man von jedem einſpringenden Winkel aus normal zur Längenrichtung des Grundriſſes je zwei Fugen, die Grenzfugen genannt werden ſollen, zieht. Die eine dieſer Grenzfugen bildet die Verlängerung des einen Winkelſchenkels; die andere läuft parallel der erſteren und beginnt am inneren Ende einer Viertelſchrägfuge. In jeder der beiden

zur Bildung des Verbandes nothwendigen Schichten wird von den Grenzfugen für jeden einſpringenden Winkel eine genommen, dieſe aber ſo gewählt, daſs zwiſchen den Grenzfugen ſich Abtheilungen ergeben, deren Breite einem Vielfachen von halben Steinlängen entſpricht. Die für die eine Schicht nicht benutzten Grenzfugen kommen in der anderen zur Verwendung. Zur Beſtimmung der übrigen Fugen legt man über den Grundriss ein Netz von parallelen, rechtwinkelig ſich kreuzenden Linien in Entfernungen von je $^1/_2$ Steinlänge. Die erſte der Parallelen zur Längenrichtung des Grundriſſes läſſt man am inneren Endpunkte einer Viertelſchrägfuge beginnen. Jede Viertelſchrägfuge, die an ihrem inneren Endpunkte nicht von einer der Parallelen getroffen wird, iſt aufzugeben.

In Fig. 93 ſind die Grenzfugen der erſten Schicht mit *1*, die der zweiten mit *2* bezeichnet; die ſich kreuzenden Parallelen für die erſte Schicht ſind mit dünnen Linien angegeben. Die Parallelen der einen Schicht müſſen von denen der anderen um $^1/_4$ Stein entfernt liegen. Die Linien des Netzes geben dann alle zuläſſigen Fugen an, die nun in thunlichſt geſchickter Weiſe zu möglichſt vielen ganzen Steinen zuſammengefaſſt werden. Die Beſtimmung der auſser den Grenzfugen weiter zuläſſigen Fugen kann für die ganze Grundriſsfigur gleichmäſsig erfolgen oder für jede Abtheilung beſonders. Das letztere Verfahren liefert häufig beſſere Löſungen, iſt aber im Allgemeinen umſtändlicher. In Bezug auf das Nähere dieſes Verfahrens muſs auf das in Fuſsnote 29 citirte Werk von *v. Brand* verwieſen werden. In Fig. 93 iſt eine auf Grundlage der erwähnten Vorarbeiten mögliche Steinvertheilung der erſten Schicht durch Kreuze angedeutet.

Fig. 93.



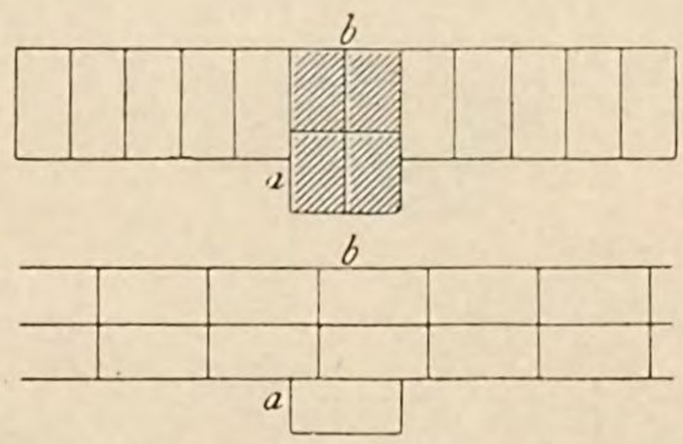
Nach der Erörterung der allgemeinen Grundſätze und der zur Vereinfachung der Arbeit anwendbaren Methoden wird es nun leicht ſein, öfter im Bauweſen vorkommende Specialfälle zu behandeln. Solche Fälle ſind: Pfeilervorlagen von Mauern, Eckverſtärkungen, Thür- und Fenſterpfeiler, frei ſtehende Pfeiler (Freiſtützen), Mauern und Pfeiler mit Hohlräumen etc.

49. Pfeilervorlagen; Eckverſtärkungen; Niſchenecken.

Häufig werden Verſtärkungen von Mauern nothwendig, die entweder, in gewiſſen Abſtänden wiederkehrend, von einfach rechteckigem oder reicher gegliedertem Querſchnitt den Mauerfluchten vorgelegt werden — die ſog. Pfeilervorlagen, oder welche die Stabilität der Mauerecken erhöhen ſollen und die dann nach auſsen oder nach innen vorſpringen können — die äuſseren und inneren Eckverſtärkungen. Im Gegenſatz zu dieſen Verſtärkungen kommen auch Schwächungen der Mauerkörper durch Niſchen vor, deren Eckbildungen — die Niſchenecken — beſondere Behandlung verlangen.

Es können dieſe Fälle mit Hilfe der bekannten gewöhnlichen Regeln über die Bildung des lothrechten Mauerabſchluſſes, des Maueranſchluſſes und der Mauerecke gelöst werden.

Fig. 94.



So zeigt ſich z. B. in Fig. 94, 96 u. 99 in *a* der Mauerabſchluſs und in *b* der Maueranſchluſs zur Anwendung gebracht. Erleichtert wird jedoch auch in dieſen oft einfachen Fällen die Verlegung der Dreiquartiere durch die oben empfohlene Zerlegung der Schichten in rechteckige Streifen, was natürlich bei den complicirteren Fällen noch mehr zur Geltung gelangt. Daſs aber dieſes Verfahren, wie überhaupt

Fig. 95.

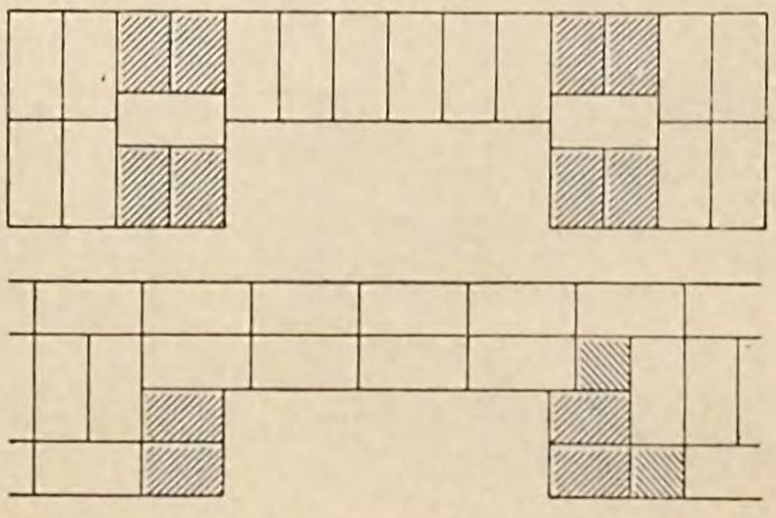


Fig. 96.

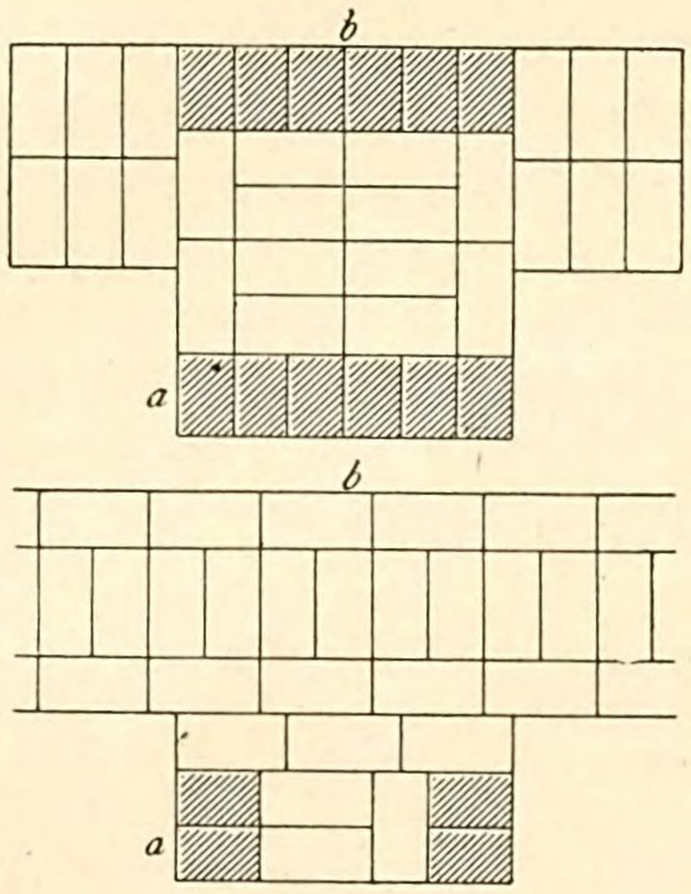


Fig. 97.

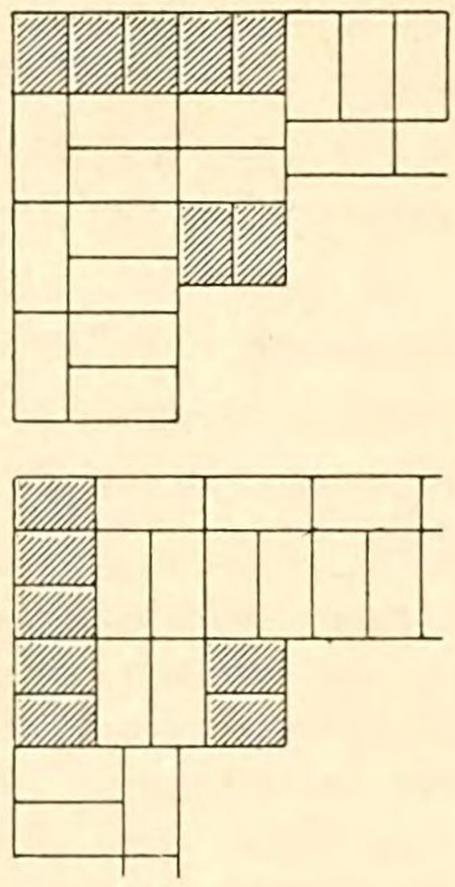


Fig. 98.

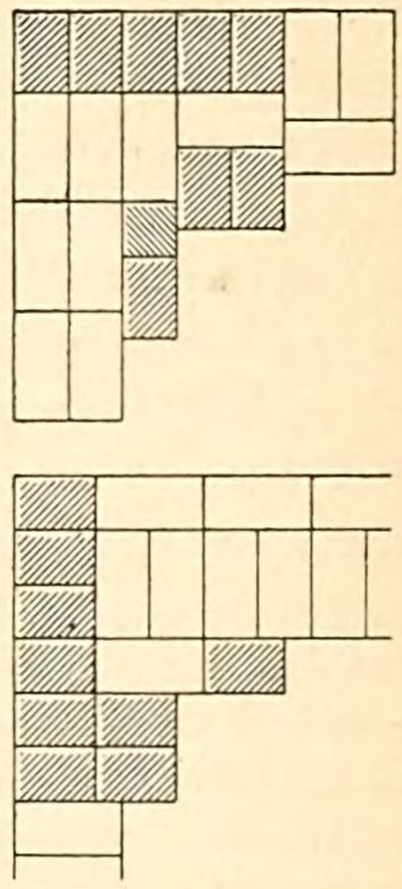


Fig. 99.

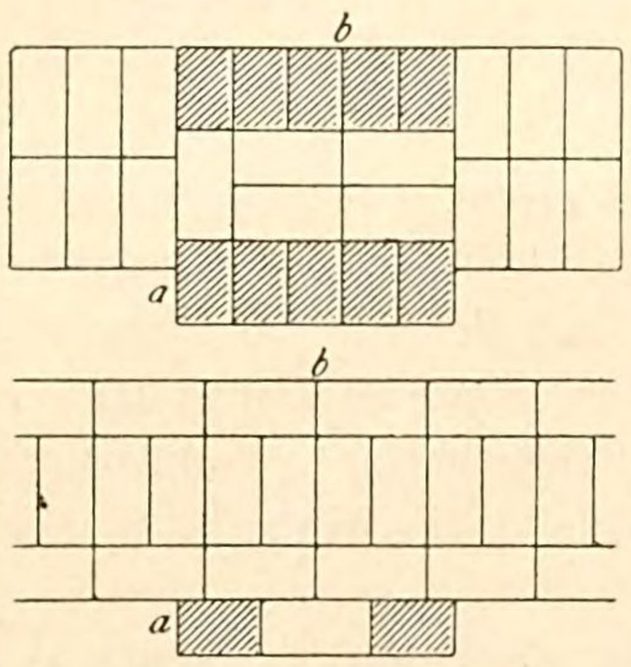


Fig. 100.

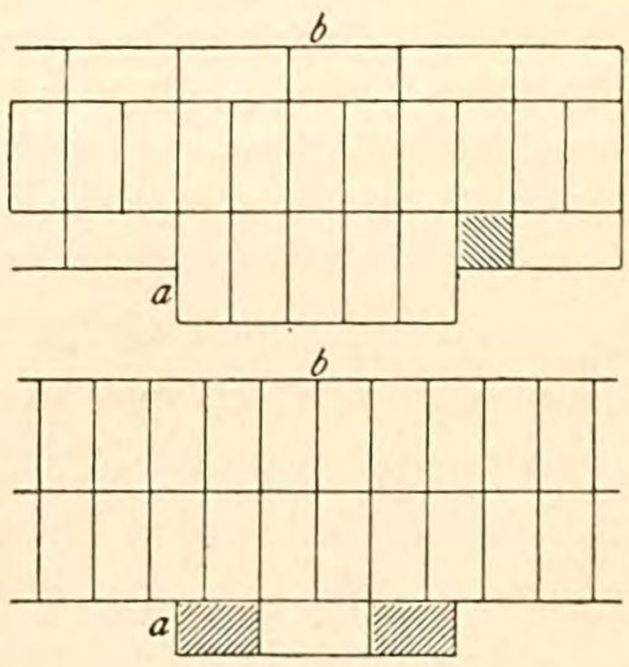


Fig. 101.

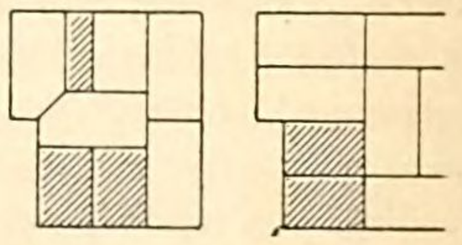


Fig. 102.

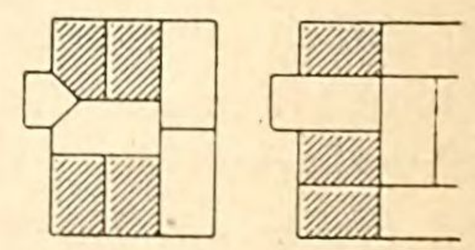


Fig. 103.

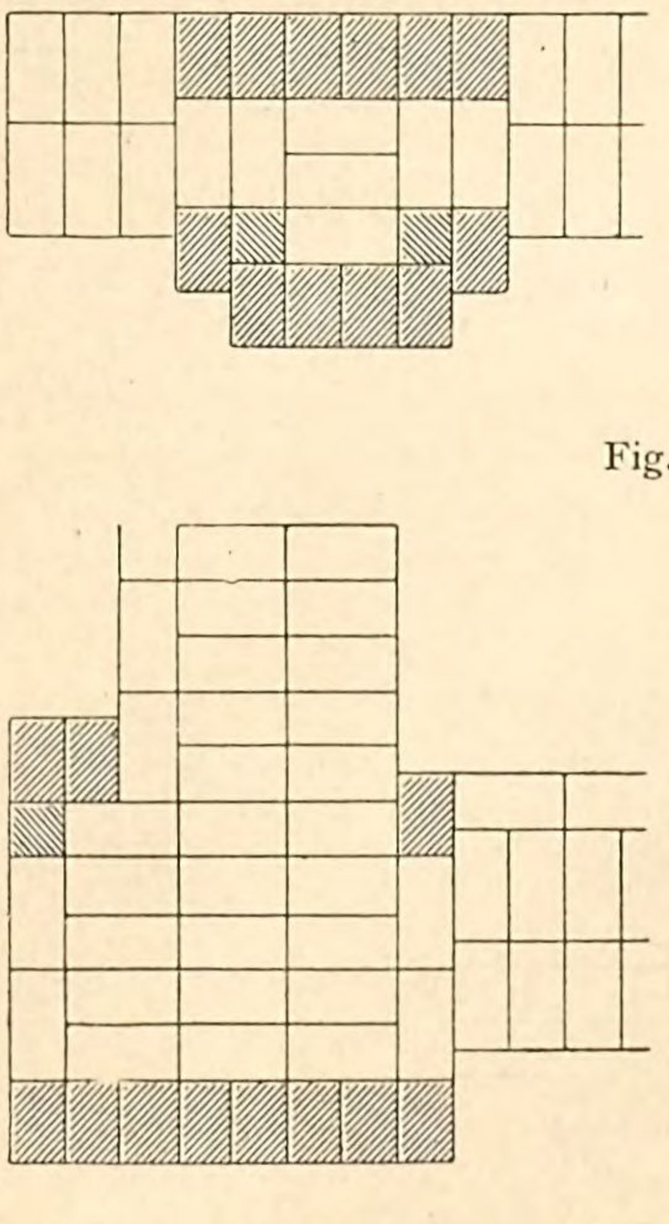
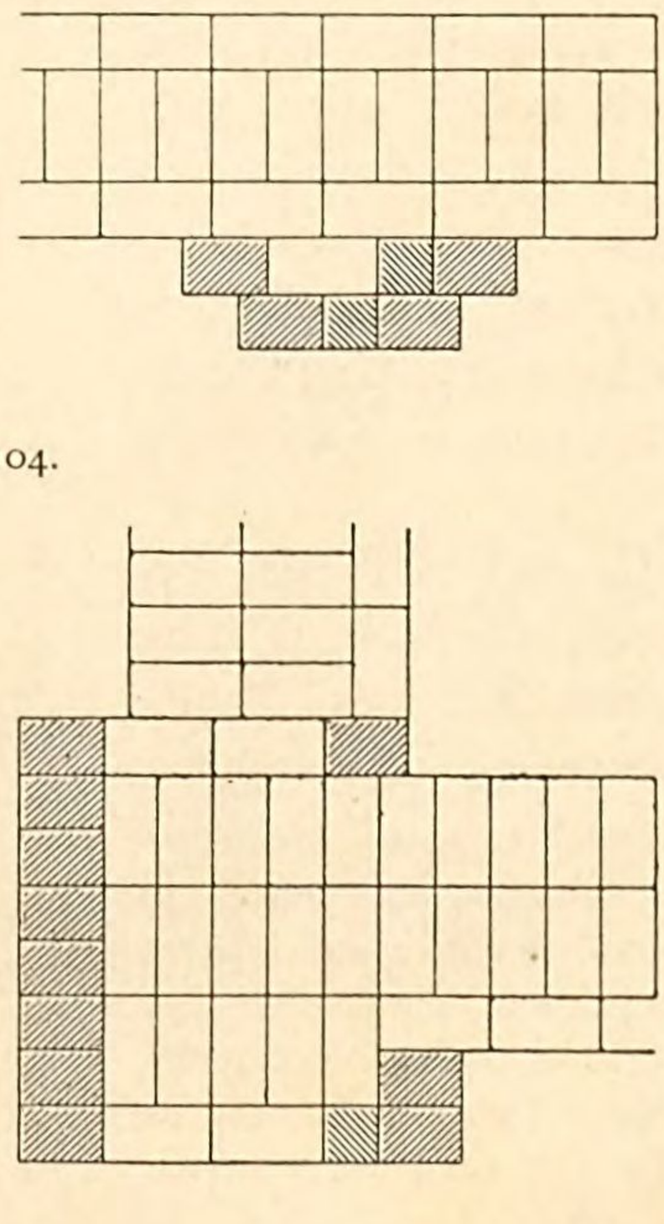


Fig. 104.



jede Handhabung von Regeln, nicht blofs mechanifch, fondern mit Ueberlegung angewendet werden follte, zeigt das Beifpiel in Fig. 100, im Vergleich zur Löfung derfelben Aufgabe in Fig. 99. Durch eine kleine Abweichung von der Regel, die in Fig. 99 ftreng durchgeführt ift, wurde eine ganz wefentliche Herabminderung des Verbrauches an Dreiquartieren und vermehrte Verwendung von ganzen Steinen erzielt.

In Fig. 94, 96, 99, 100 u. 103 find Beifpiele von Pfeilervorlagen, in Fig. 104 ein folches einer äufseren und in Fig. 97 u. 98 folche von inneren Eckverftärkungen gegeben. Fig. 95 zeigt eine Nifchenbildung.

50. Thür- und Fenſterpfeiler.

Die Thür- und Fenſterpfeiler erhalten im reinen Backſteinbau nach dem Lichten der Oeffnung zu Vorlagen, ebenfalls von Backſteinen, welche den Anſchlag der Oeffnungsverſchlüſſe bilden ſollen. Die Breite des Anſchlages, ſo wie die Tiefe und Bildung der Laibung der Oeffnung wechſeln nach Bedürfniſs, deſsgleichen die Länge der Pfeiler. Verſchiedene Verhältniſſe ſind in den Beiſpielen Fig. 101, 102, 105 bis 109 berückſichtigt, die keiner beſonderen Erläuterung bedürfen. Nur zu Fig. 107 ſei bemerkt, daſs darin die Länge des Pfeilers einer Zahl von halben Steinlängen plus einer Viertelſteinlänge entſpricht und ſich daraus die einfache Umgeſtaltung der Verbandanlage von Fig. 106 ergiebt.

Fig. 105.

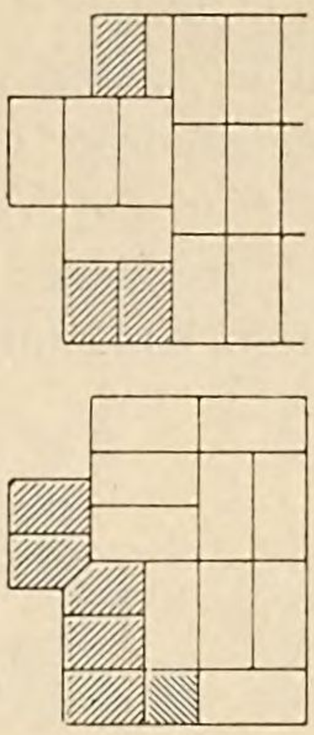


Fig. 106.

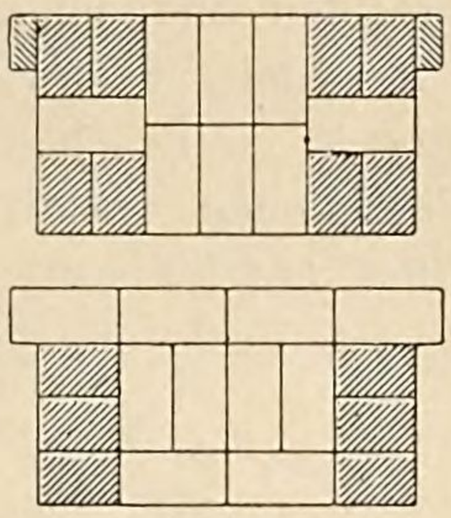


Fig. 107.

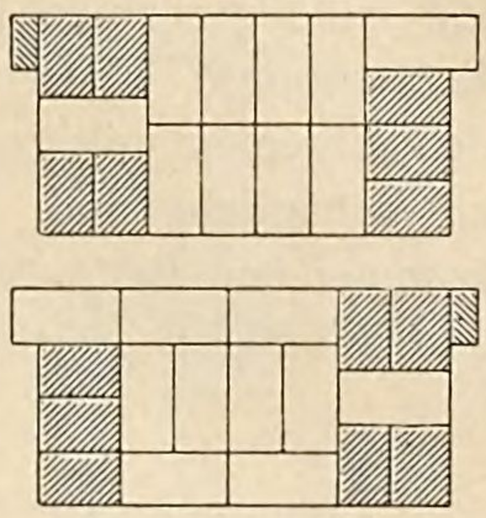


Fig. 108.

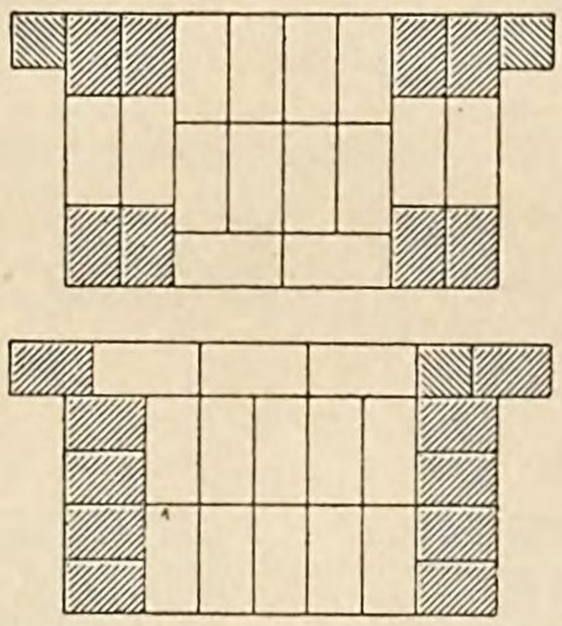
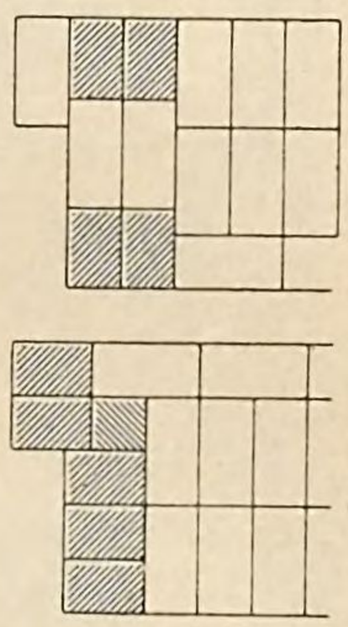


Fig. 109.



Ueber die Art und Weiſe, wie die leicht aus dem Verband lösbaren Quartierſtücke des Anſchlages durch Formſteine zu vermeiden ſind, wird das Nöthige in Abth. III, Abſchn. 1, B (bei Beſprechung der Wand-Oeffnungen) mitgetheilt werden.

51. Freiſtützen ohne Vorlagen.

Die Verbände für Freiſtützen oder frei ſtehende Pfeiler ergeben ſich ſofort, wenn man dieſelben als kurze Mauerſtücke anſieht, durch Aneinanderſchieben der betreffenden lothrechten Mauerendigungen. Da bei den Pfeilern die Belaſtung der Flächeneinheit in der Regel gröſser iſt, als bei Mauern, ſo iſt namentlich bei ihnen der Verband möglichſt correct und aus möglichſt vielen groſsen Stücken herzuſtellen, und daher beſonders bei Freiſtützen der unſolide Verband mit Quartierſtücken und Längsquartieren zu vermeiden oder auf Fälle zu beſchränken, wo er nicht zu umgehen iſt. Deſswegen ſind denn auch hier keine derartigen Beiſpiele gegeben worden.

Fig. 110.

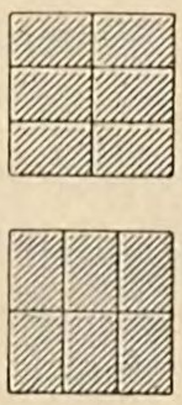


Fig. 111.

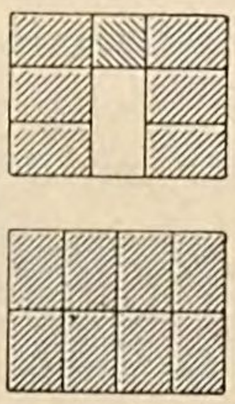


Fig. 112.

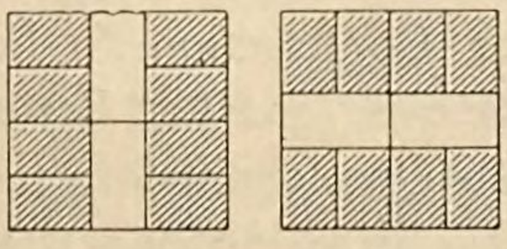
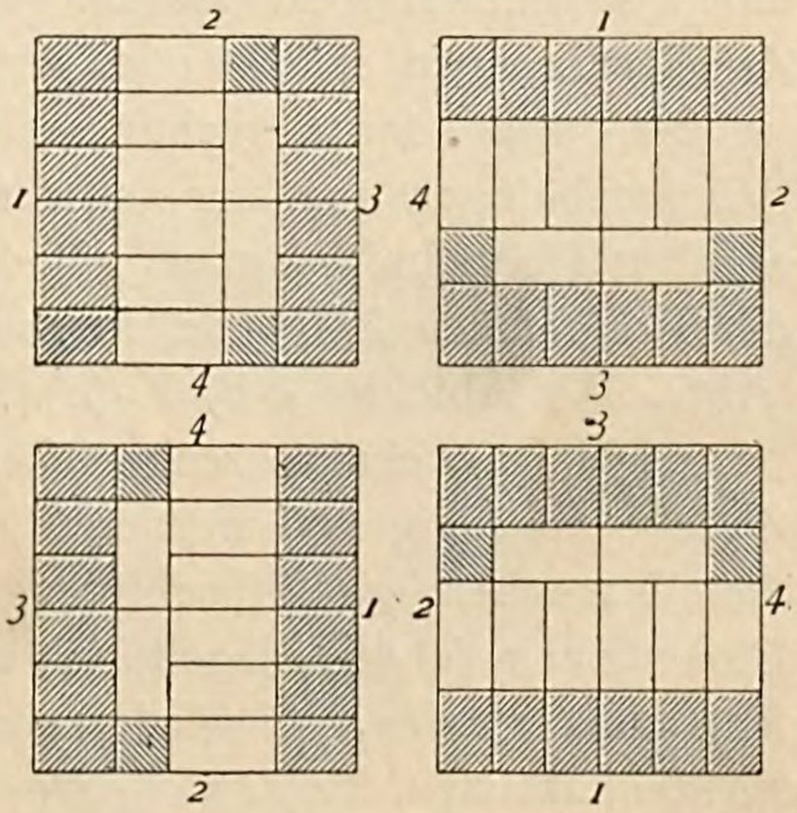


Fig. 113.



Wie die beigefügten, nur mit Hilfe von Dreiquartieren, bezw. Zweiquartieren conſtruirten Beiſpiele (Fig. 110 bis 113) zeigen, ergiebt ſich bei Pfeilern mit quadratiſchem Grundriſs der Verband der zweiten Schicht aus dem der erſten ſofort durch Drehung um 90 Grad. Das Kreuzverbandsmuſter kann erſt zur Anwendung gelangen, wenn eine

Seite des Pfeilers mindeſtens 3 Steine lang iſt. In Fig. 113 iſt derſelbe an einer quadratiſchen Freiſtütze von 3 Stein Seitenlänge in ſeinen vier Schichten durchgeführt. Es ergiebt ſich hierbei auch eine Schicht aus der anderen durch Drehung um 90 Grad. Es iſt dies durch die Numerirung der Seiten verdeutlicht.

52. Freiſtützen mit Vorlagen.

Freiſtützen mit rechteckigem Kern und Vorlagen auf drei oder allen vier Seiten entſprechen dem rechtwinkeligen Anſtoſs oder der Durchkreuzung von zwei Mauern mit nahe gerückten lothrechten Endigungen und bieten daher nichts Neues für die Betrachtung. Eben ſo iſt es mit Pfeilern von unregelmäſsigem Grundriſs, die nach den allgemein giltigen Regeln für beliebige Mauerkörper mit rechtwinkeligen Ecken zu behandeln ſind. Wir können uns daher hier auf Vorführung einiger oft vorkommenden Beiſpiele (Fig. 114 bis 120) von Freiſtützen mit quadratiſchem Kern und allſeitigen gleich groſsen Vorlagen, den ſog. Kreuzpfeilern, beſchränken.

Fig. 114.

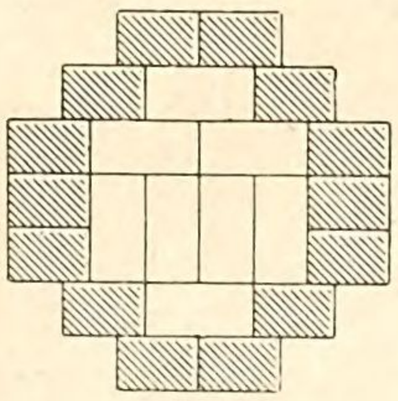


Fig. 115.

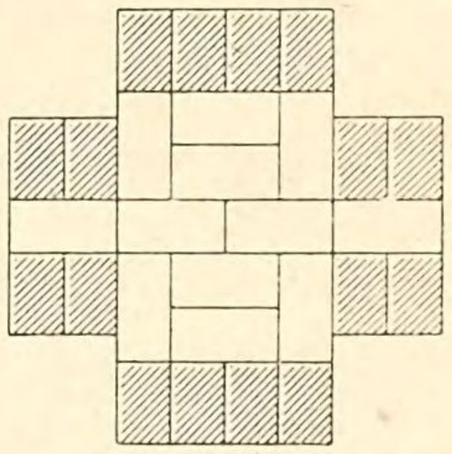


Fig. 116.

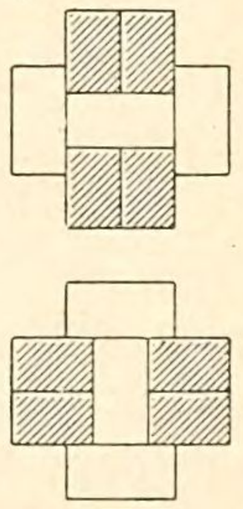


Fig. 117.

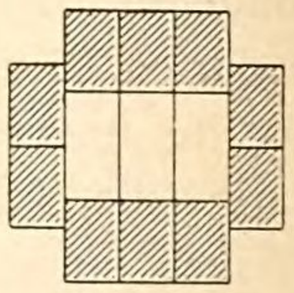


Fig. 118.

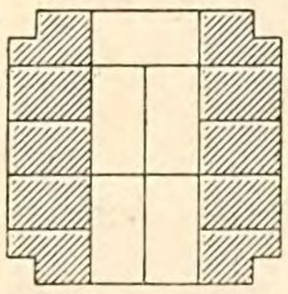


Fig. 119.

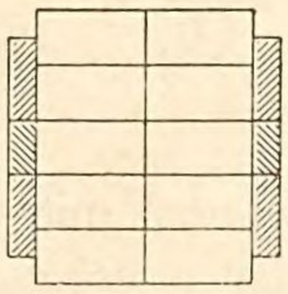
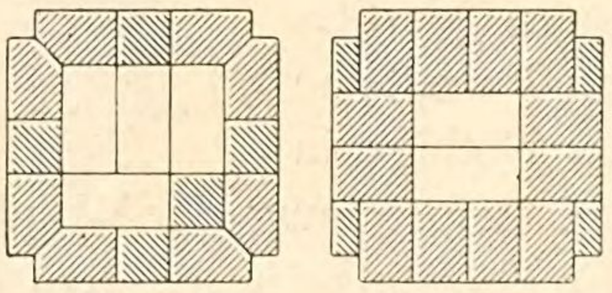


Fig. 120.



Es ergiebt ſich auch bei dieſen wieder eine Schicht aus der anderen durch Drehung um 90 Grad. Fig. 118 bis 120 geben die dreifache Löſung eines Kreuzpfeilers mit Vorlagen von 2 Stein Länge und 1/4 Stein Vorſprung.

5) Mauerkörper mit rechtwinkeligen Hohlräumen.

53. Hohles Mauerwerk.

In den Mauerkörpern ſind vielfach vertical aufſteigende Höhlungen anzubringen, und zwar einestheils zur Herſtellung von Rauch-, Heiſsluft- und Lüftungs-Canälen, ſo wie zur Unterbringung von Waſſer-, Heiz- und anderen Rohren, anderentheils aber, um in den Mauern iſolirende Luftſchichten zur Warm- und Trockenhaltung der Gebäude und zur Verhinderung der Fortpflanzung des Schalles zu beſchaffen, bezw. um Mauermaterial zu ſparen. — Die aufſteigenden Canäle zu den angegebenen Zwecken können einzeln oder auch in Gruppen in Mauern oder Pfeilern angeordnet werden. Sie können rechtwinkeligen, polygonalen oder runden Querſchnitt haben. Wir beſchäftigen uns hier zunächſt nur mit den rechteckigen, während bezüglich der anderen Querſchnittsformen auf das bei den polygonalen und runden Mauerkörpern mit Hohlräumen Folgende, ſo wie auf das in Theil III, Band 4 dieſes »Handbuches« (Abth. IV, Abſchn. 4, B, Kap. 4, c) Geſagte verwieſen werden kann.

54. Verticale Canäle in Mauern.

Die Querſchnitte rechtwinkeliger, vertical aufſteigender Canäle ſind zwar vom Zwecke abhängig und werden häufig durch Berechnung beſtimmt; immerhin ſollten dieſelben aber zur Erleichterung der Conſtruction ſo bemeſſen werden, daſs die Dimenſionen zu den Ziegelformaten in einer gewiſſen Beziehung ſtehen. Es ergeben ſich daher gewiſſe, oft wiederkehrende Querſchnittsformen, die ſich von 1/4 Stein zu 1/4 Stein abſtufen. So z. B. 1/2 Stein × 1/2 Stein, 1/2 Stein × 1 Stein, 3/4 Stein × 3/4 Stein,

Fig. 121.

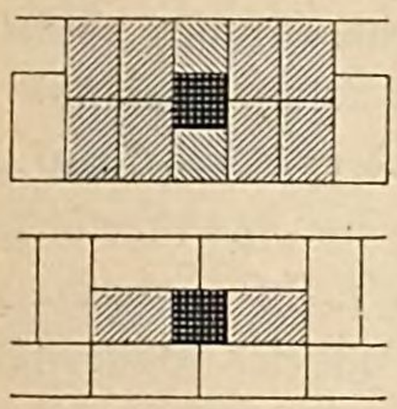


Fig. 122.

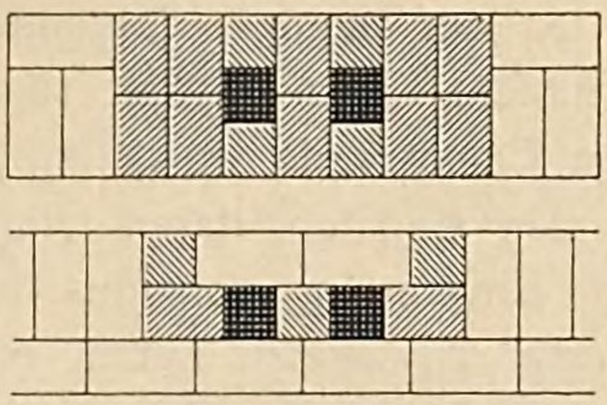


Fig. 123.

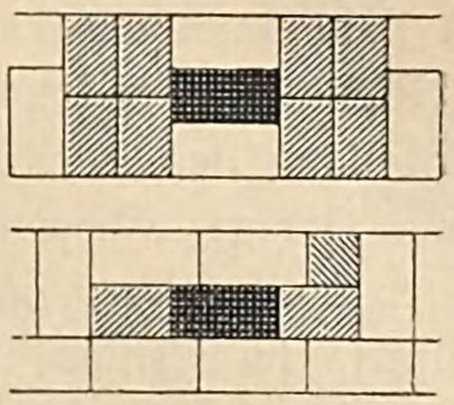


Fig. 124.

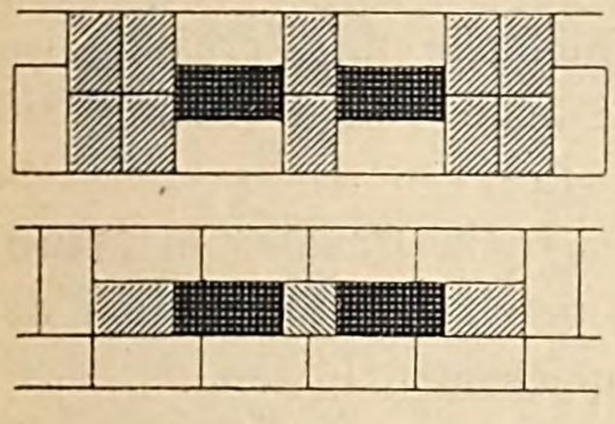


Fig. 125.

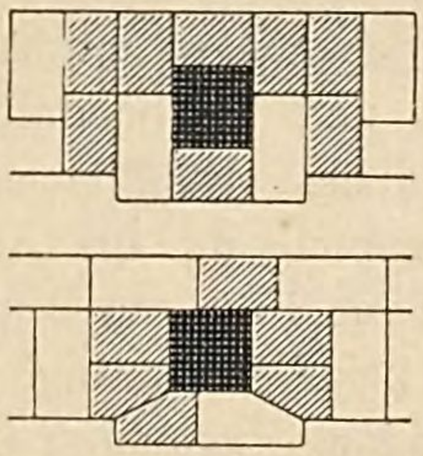
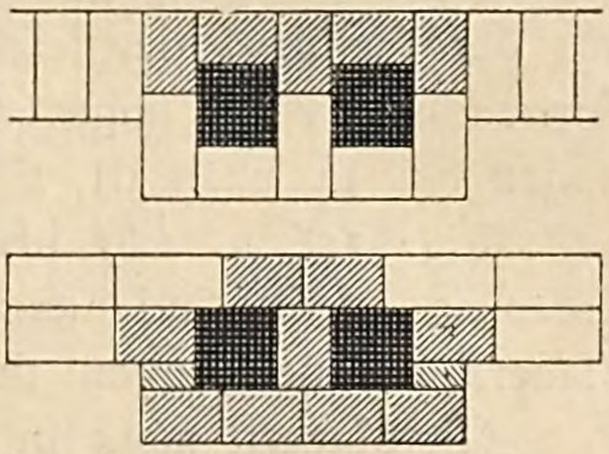


Fig. 126.



1 Stein × 1 Stein etc. Die angeführten Maſse ſind auch die für die engen, ſog. ruſſiſchen Schornſteine üblichen, namentlich $^3/_4$ Stein × $^3/_4$ Stein, während für die weiten, beſteigbaren Schornſteine die Dimenſionen $1^3/_4$ Stein × $1^3/_4$ Stein und 2 Stein × 2 Stein (deutſches Normal-Ziegelformat vorausgeſetzt; wegen der Beſteigbarkeit iſt man an gewiſſe abſolute Maſse gebunden) gebräuchlich ſind. Die Wandungen, ſo wie die Scheidewände (Zungen) mehrerer neben einander liegenden Canäle werden in der Regel $^1/_2$ Stein ſtark gemacht. Dieſe Canäle müſſen nicht nur im Allgemeinen ununterbrochen lothrecht aufſteigen (wenn man nicht aus irgend welchen Gründen ſie in der Richtung der Mauer zu ziehen genöthigt wird); ſie müſſen auch mit dem anſtoſsenden Mauerwerk in regelrechtem Verband angelegt werden. Dieſen regelrechten Verband erlangt man am beſten, wenn man ſtreng nach den für beliebige Mauerkörper angegebenen Regeln verfährt und zur Erleichterung des Verfahrens die Schichten durch den Seiten parallele Linien aus allen Ecken und Winkeln in Streifen zerlegt, deren Enden mit in der

Fig. 127.

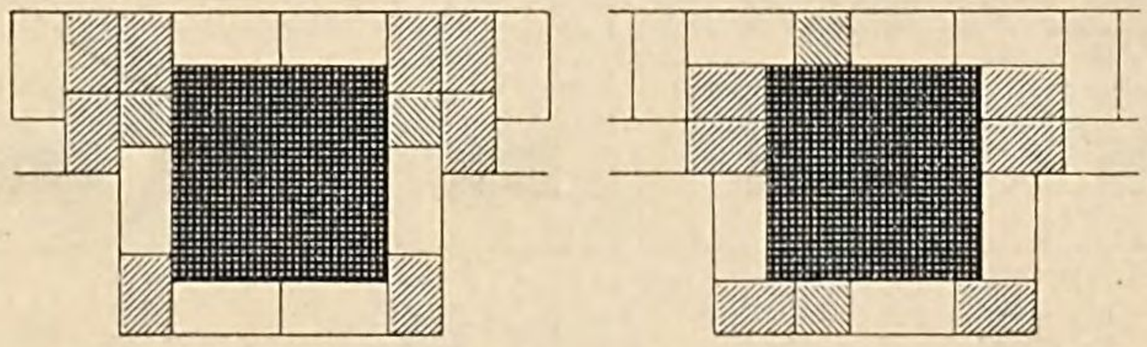


Fig. 128.

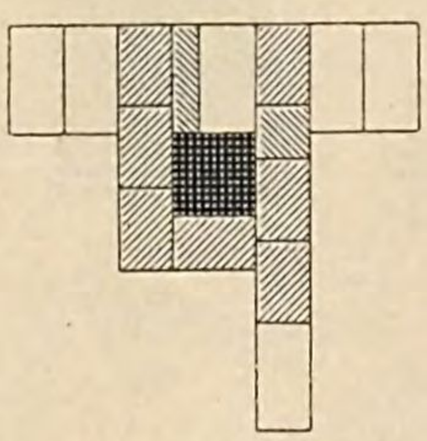
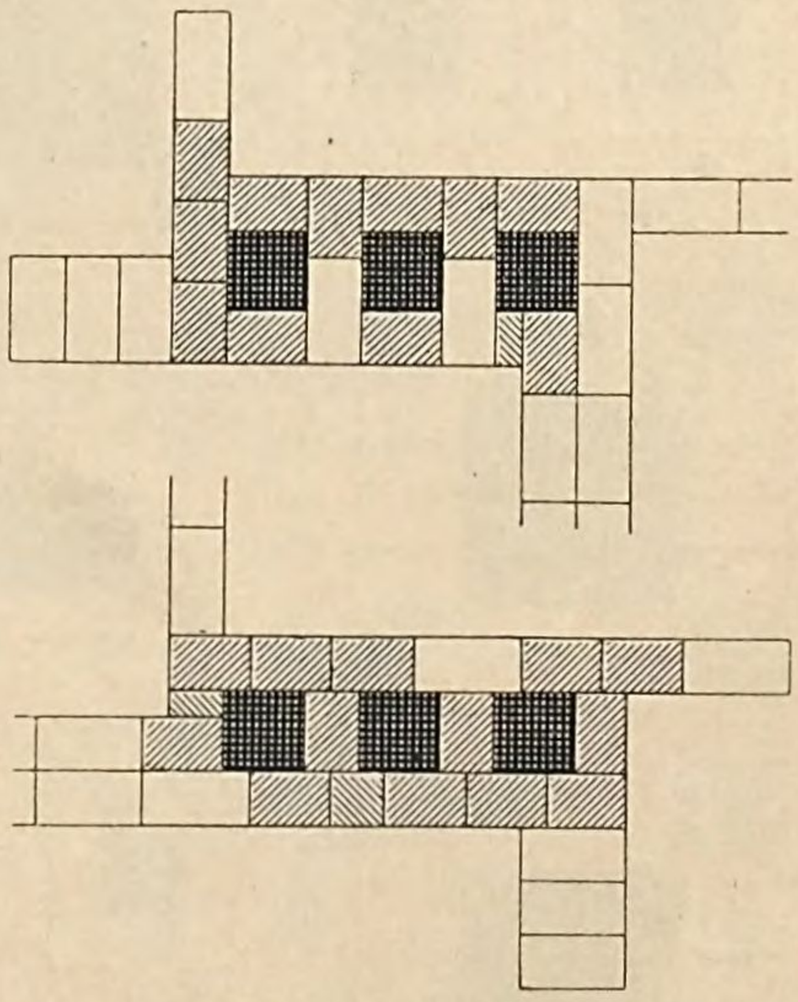


Fig. 129.



Richtung der Streifen liegenden Dreiquartieren in der dem ſpeciellen Fall entſprechenden Zahl beſetzt werden. In den auf einander folgenden Schichten muſs natürlich die Richtung der Parallelen wechſeln; auch iſt auf richtigen Stoſsfugenwechſel bei Herſtellung der 1/2 Stein ſtarken Canalwände zu achten. Im Uebrigen wird auf das früher Geſagte verwieſen. Bei den Canälen, deren Dimenſionen nur in Viertelſteinlängen ausdrückbar ſind, iſt die Anwendung von Quartierſtücken nicht zu umgehen. Beiſpiele für Canäle, einzeln oder zu zweien neben einander, in der Mauerſtärke untergebracht oder Vorſprünge vor denſelben bildend, liefern Fig. 121 bis 127. Die Verbandweiſe bei mehr als zwei neben einander liegenden Canälen iſt ſehr leicht aus der für zwei dergleichen gegebenen zu ermitteln. Beiſpiele für Verbände mit Anwendung von Längsquartieren und für quadratiſche Canäle von 1 Stein Weite finden ſich in Theil III, Band 4 dieſes »Handbuches« (S. 149).

Fig. 128 u. 129 bieten Beiſpiele für die Anordnung von Canälen in Mauerkreuzungen. Sie ſind hierbei oft, wie Fig. 129 zeigt, bei geſchickter Dispoſition der Mauern, ſo anzubringen, daſs ſie keine Vorſprünge in den Räumen bilden.

55. Verticale Canäle in Pfeilern.

Mit Mauern nicht in Verbindung gebrachte Canäle, einzeln oder in Gruppen neben einander, bilden Hohlpfeiler, wie ſie namentlich für Schornſteine von den

Fig. 130.

Fig. 131.

Fig. 132.

Fig. 133.

Fig. 134.

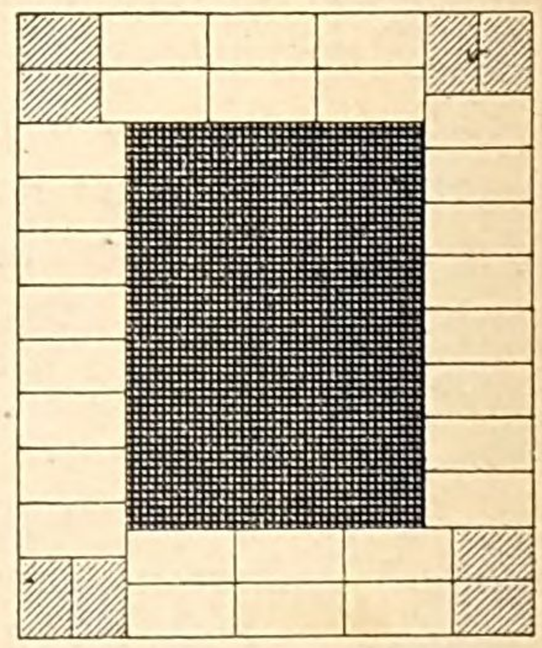


Fig. 135.

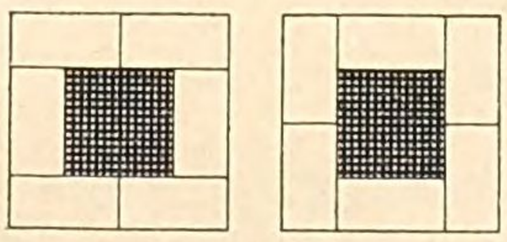


Fig. 136.

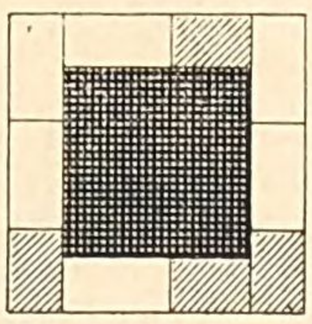


Fig. 137.

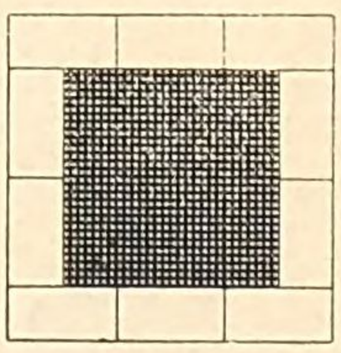


Fig. 138.

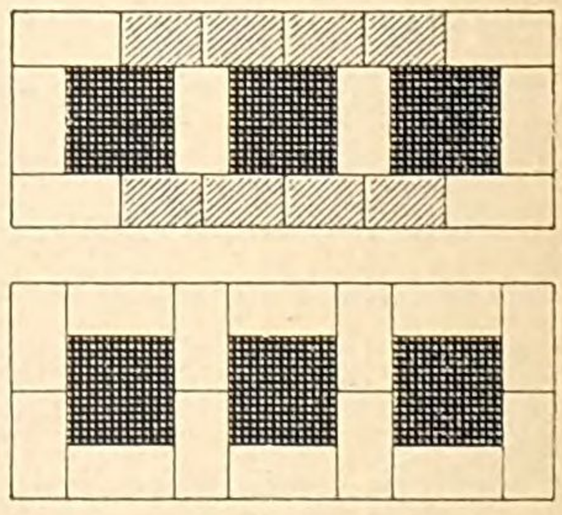


Fig. 139.

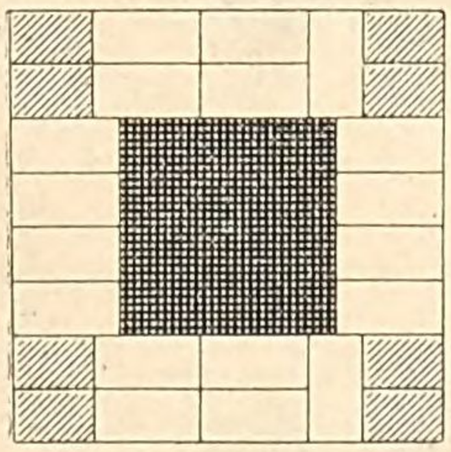


Fig. 140.

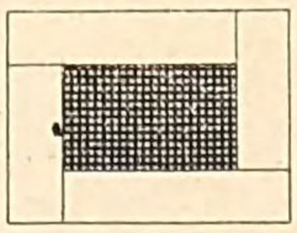


Fig. 141.

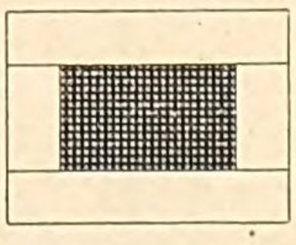


Fig. 142.

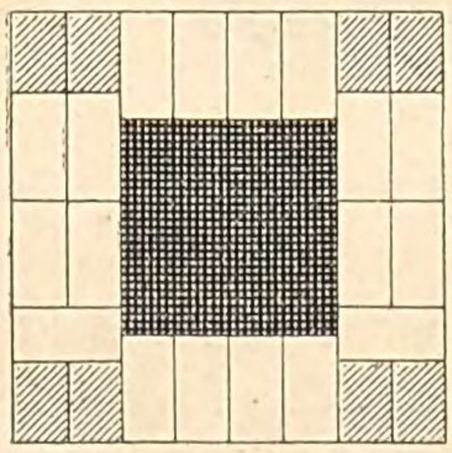
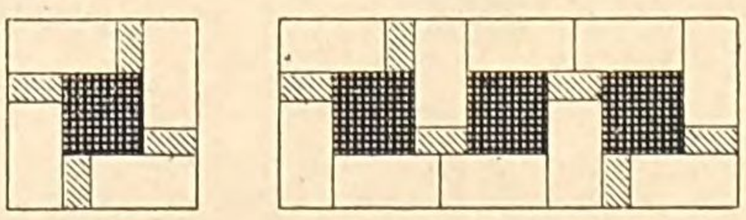


Fig. 143.



Dachbalkenlagen an oder für ganz iſolirt aufſteigende gröſsere Schornſteine nothwendig werden. Die Wandungen und Zungen der iſolirten Schornſteine werden bei den kleineren Querſchnitten 1/2 Stein, bei den gröſseren Querſchnittsflächen und Höhen 1 Stein und darüber ſtark gemacht. Bei den 1/2 Stein ſtarken

Wandungen wird der früher beſprochene Läufer- oder Schornſteinverband angewendet. Beiſpiele für verſchiedene Dimenſionen der Canäle, einzeln und zu mehreren neben einander, bieten Fig. 130 bis 133, 135 bis 138, 142 u. 143.

Fig. 134 u. 139 geben Beiſpiele von gröſseren Querſchnittsflächen und 1 Stein ſtarken Wandungen. In Fig. 139 iſt der Hohlraum quadratiſch von 2 Stein Seitenlänge, in Fig. 134 rechteckig von $2^3/_4 \times 3^3/_4$ Stein Seitenlänge. Die Eckanlagen mit Dreiquartieren ſind für beide Fälle verſchieden. Die Anordnung der Eckfugen für ähnliche Fälle iſt aus den ſchematiſchen Figuren 140 u. 141 erſichtlich. Fig. 141 giebt die Anordnung, wenn die Seiten-Dimenſionen durch halbe Steinlängen ohne Reſt meſsbar ſind, Fig. 140 dagegen die Anordnung, wenn die Seiten ſich nur durch Viertelſteinlängen ausdrücken laſſen.

56. Hohlmauern.

Wie ſchon angeführt, werden Mauern mit Hohlräumen, die ſog. Hohlmauern, hergeſtellt, um in ihnen iſolirende Luftſchichten zu erhalten oder ſie in ihrer Materialmaſſe zu verringern. Der erſtere Grund wird namentlich bei Umfaſſungsmauern vorliegen, der zweite beſonders bei Scheidemauern aus conſtructiven oder ökonomiſchen Rückſichten. In beiden Fällen kann es nicht, wie bei den Canälen, darauf ankommen, daſs die Hohlräume ununterbrochen vertical durchlaufen; im Gegentheile, es werden bei der groſsen Längenerſtreckung derſelben (ſie ſind ſo lang wie die Mauern zu machen) Unterbrechungen durch Steine nothwendig, welche die beiden Frontſeiten zuſammenbinden, um ihnen den durch die Hohlräume genommenen Theil ihrer Stabilität wieder zurückzugeben. Bei den Umfaſſungsmauern mit iſolirenden Luftſchichten hält man in der Regel die äuſsere Hälfte mindeſtens 1 Stein ſtark, weil man die Stärke von

Fig. 144.

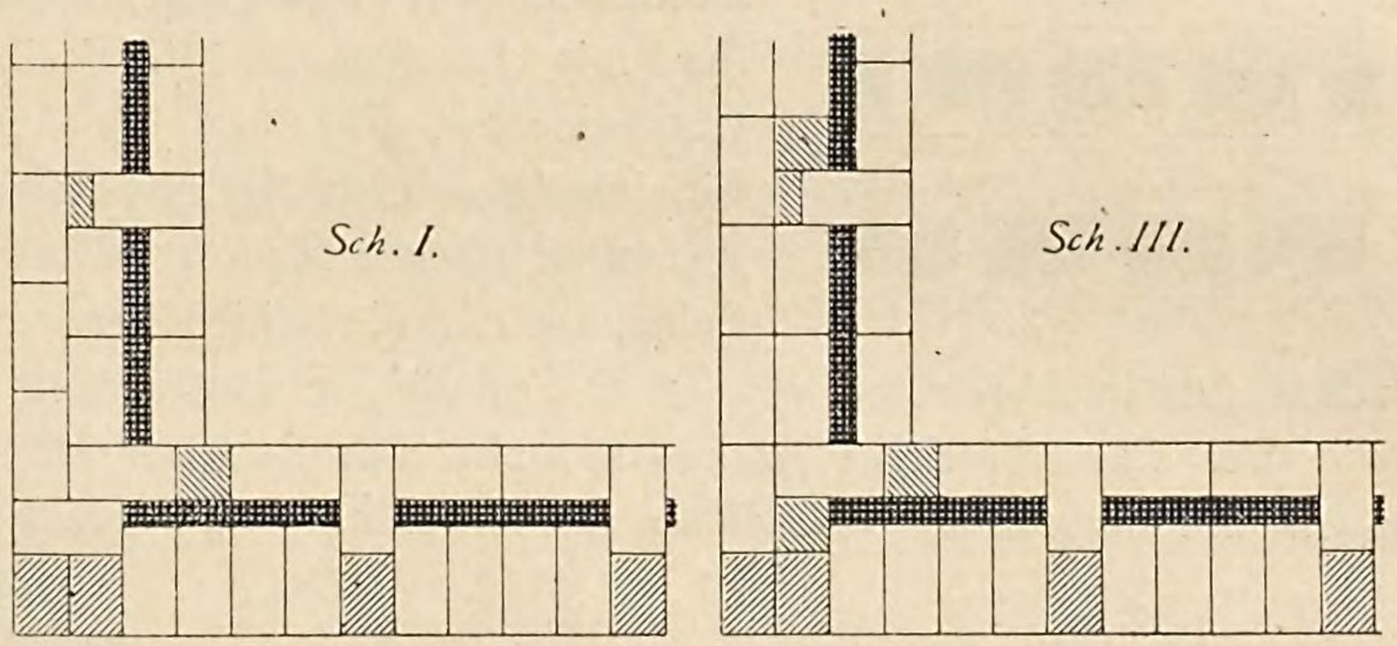


Fig. 145.

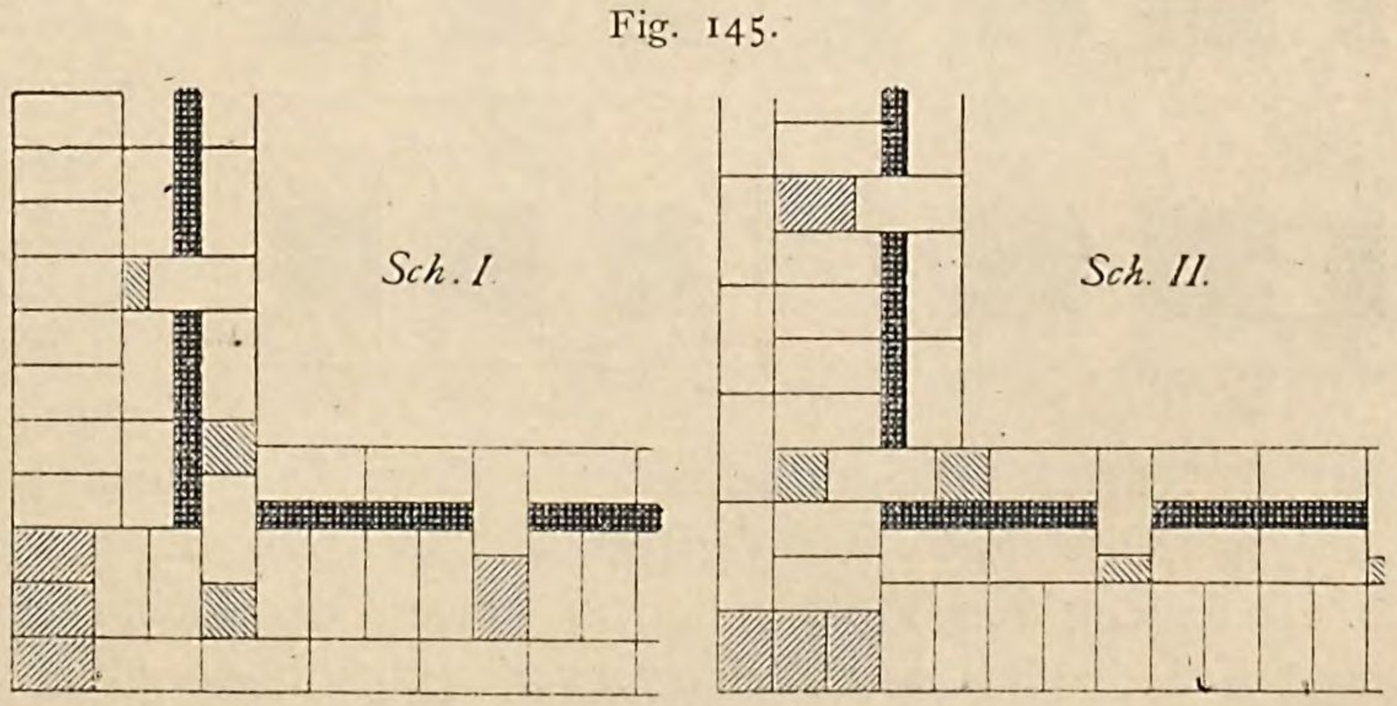
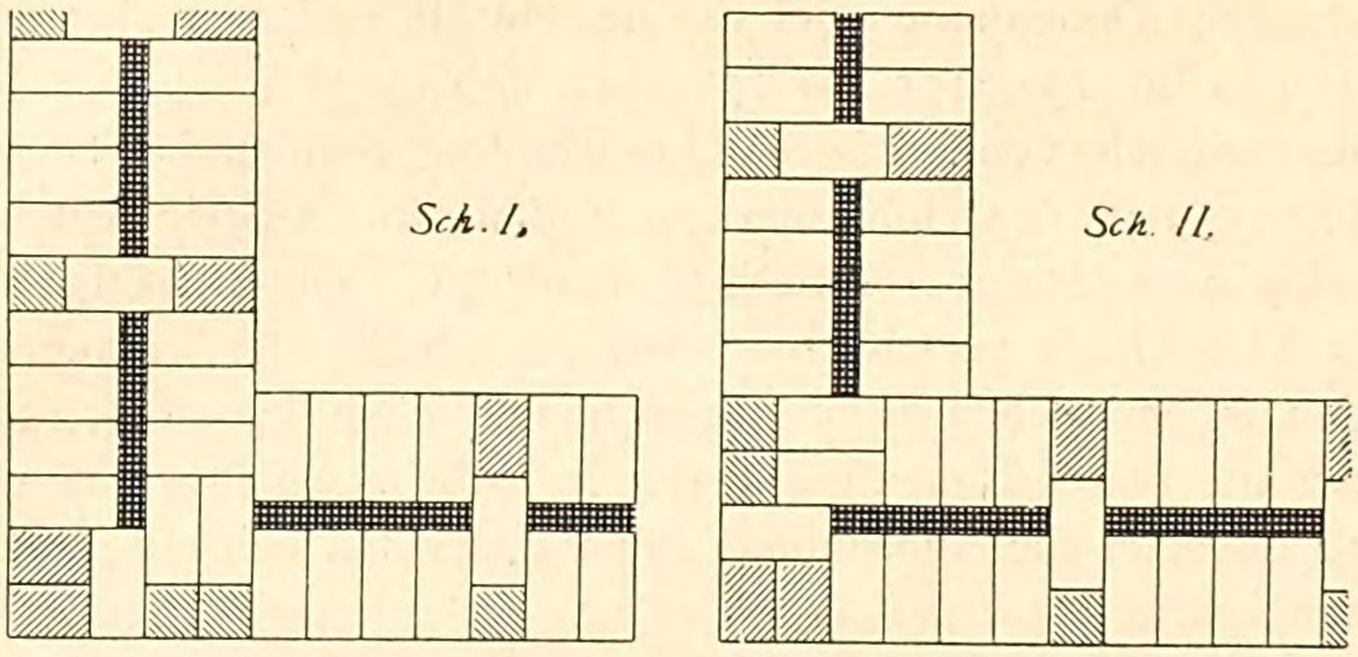


Fig. 146.



½ Stein gegen das Durchſchlagen der Feuchtigkeit für nicht genügend erachtet. Der innere Theil ergiebt ſich dann bei Mauern von nur 1½ Stein Stärke ½ Stein dick, was für dieſen Theil, wenn er Balken zu tragen hat, zu wenig iſt. Dieſer Gegenſtand wird ausführlich in Abth. III, Abſchn. 1, A, Kap. 2 beſprochen werden. Der Luftſchicht giebt man ¼ Stein oder ½ Stein Breite.

Fig. 147.

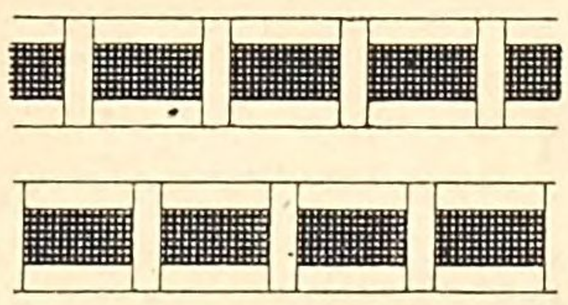


Fig. 144 zeigt die zur Einrichtung des Kreuzverbandes an den Aufsenſeiten nothwendigen vier Schichten der mit Luftſchicht 1¾ Stein ſtarken Mauern einer Gebäudeecke, Fig. 145 die zwei Schichten für die im Blockverband herzuſtellende Ecke zweier mit Luftſchicht 2¼ Stein ſtarken Mauern. Die Durchbinder oder Ankerſteine, welche die beiden Fronten der Mauern zuſammenhalten, ſind in Abſtänden von ca. 2 Steinlängen anzuordnen.

Bei den 2¼ Stein ſtarken Mauern läſſt ſich der Hohlraum auch in die Mitte legen und dann mit Vortheil der Binderverband verwenden (Fig. 146). Es hat dieſe Anordnung noch den Vorzug, daſs für die Stockwerksgebälke in dem 1 Stein ſtarken inneren Theil eine ſolide Untermauerung geſchaffen wird.

Fig. 148.

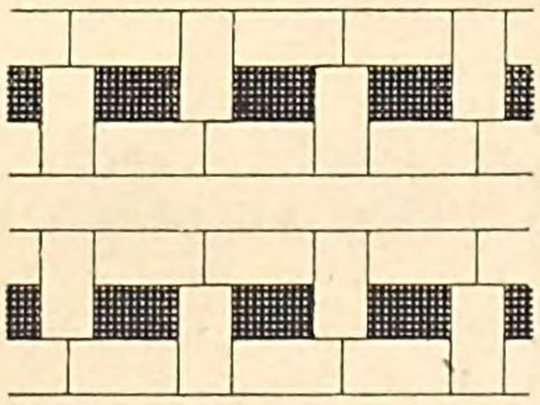
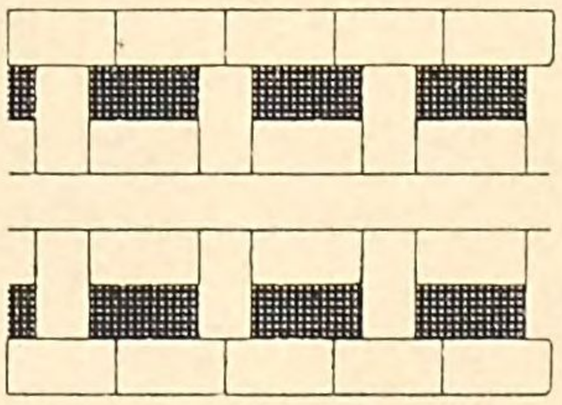


Fig. 149.



Bei denjenigen Hohlmauern, die nicht Schutz gegen von einer Seite zur Wirkung gelangende Feuchtigkeit bieten ſollen, wie dies in der Regel bei Scheidemauern der Fall iſt, und die nicht als Trag- oder Stützwände zu dienen haben, können die beiden

Fig. 150.

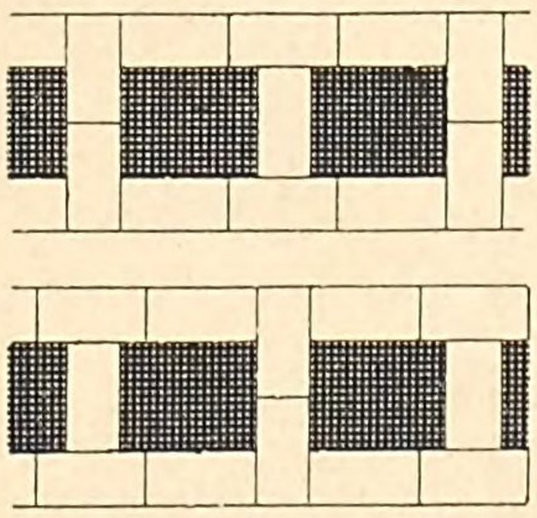
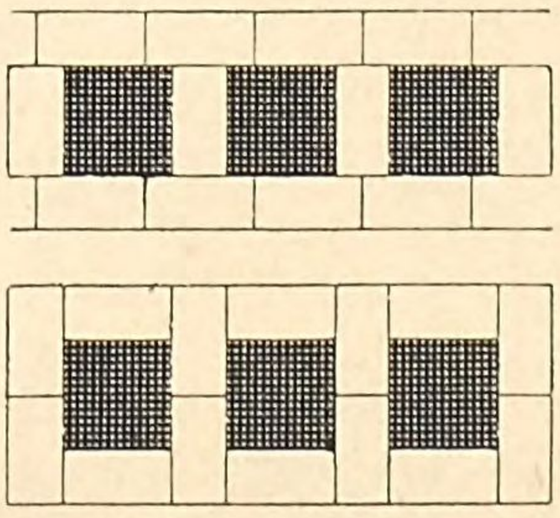


Fig. 151.



Fronten unbedenklich ½ Stein ſtark gehalten werden. Es ergiebt ſich dann bei regelmäſsiger Anordnung von Binderſteinen ein Verband, den man als Käſtelverband bezeichnet. Unter Umſtänden können dabei auch hochkantig geſtellte Steine zur Verwendung gelangen. Es gewährt dies die Möglichkeit der Herſtellung von 1 Stein ſtarken Mauern als Hohlmauern (Fig. 147). Beiſpiele von 1½ Stein ſtarkem Käſtelmauerwerk geben Fig. 148 u. 149, von ſolchem 2 Stein

ſtark dagegen Fig. 150 u. 151. Es geht aus dieſen Beiſpielen hervor, daſs ſich das Käſtelmauerwerk auf verſchiedene Weiſe herſtellen läſſt [30]).

6) Mauerkörper mit ſchiefen Ecken und Winkeln.

57. Grundſätze.

Da die Geſtalt der gewöhnlichen Backſteine ohne Weiteres die Bildung von ſchiefwinkeligen Mauerkörpern nicht zuläſſt, ſo müſſen dieſelben zu dieſem Zweck entſprechend zugehauen werden, oder man muſs ſich beſonderer Formſteine bedienen. Wie ſchon bei Gelegenheit der Beſprechung des ſchiefwinkeligen Zuſammenſtoſses von Mauern ausgeführt wurde, verlieren die Mauerſteine beim Verhauen an gutem Ausſehen, an Feſtigkeit und an Witterungsbeſtändigkeit. Es wird daher das Verhauen der Steine nur dann zuläſſig erſcheinen, wenn der Bedarf an zugehauenen Steinen ein geringfügiger iſt oder wenn die Mauerflächen geputzt werden. Aber auch in letzterem Falle wird man die Anwendung von ſehr kleinen Stückchen, ſo wie den ſpitzwinkeligen Auslauf der Fugen in den Aufsenflächen zu vermeiden ſuchen müſſen.

In allen Fällen, wo ſchiefe Winkel an einem Bauwerke in gleicher Gröſse oft wiederkehren, namentlich bei Backſtein-Rohbauten, wird ſich die Verwendung von Formſteinen für die Ecken empfehlen. Aufser der Beachtung der allgemein giltigen Verbandregeln werden hierbei für die Bildung dieſer Formſteine gewiſſe Grundſätze feſt zu halten ſein, welche etwa die folgenden ſind: Die Formſteine ſollen die Gröſse der gewöhnlichen Backſteine nicht weſentlich überſteigen (die Dicke iſt immer genau beizubehalten); der Verband iſt mit möglichſt wenigen verſchiedenen Formſteinen herzuſtellen; die Stoſsfugen ſollen normal zu den Aufsenflächen der Mauerkörper laufen.

58. Thür- und Fenſterlaibungen.

Ein ſehr häufig vorkommender Fall, bei dem man ſich aber in der Regel der gewöhnlichen Backſteine bedienen wird, iſt die Anordnung von abgeſchrägten Laibungen der Thür- und Fenſterpfeiler. Das gewöhnliche Verfahren hierbei iſt das in Fig. 152 dargeſtellte, wonach man ſich zunächſt den Verband für rechtwinkelige Laibungen aufſucht und durch die gewünſchte Schräge der Laibung die von den Mauerenden abzuhauenden Steinſtücke beſtimmt. Ein anderes Verfahren giebt Fig. 153; es ſind dabei ſo gut, als es ging, die Regeln für ſtumpfwinkelige Mauerecken befolgt, die Stoſsfugen faſt alle normal zu den äufseren Mauerfluchten, die ſpitzen Winkel der Steine möglichſt in das Innere des Mauerkörpers verlegt worden. Trotz dem iſt zuzugeben, daſs durch dieſes Verfahren ohne Verwendung von Formſteinen keine groſsen Vortheile zu erzielen ſind.

Fig. 152.

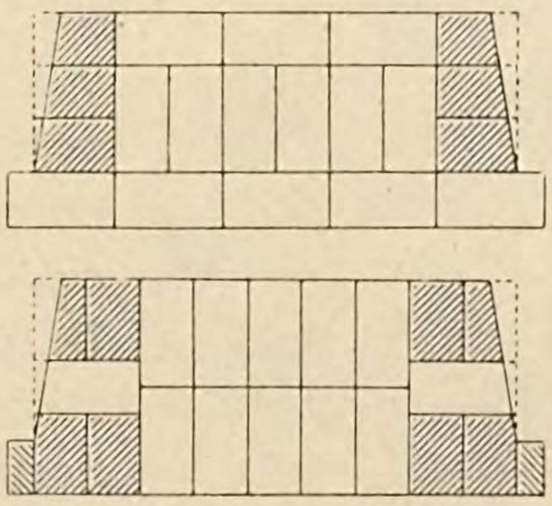
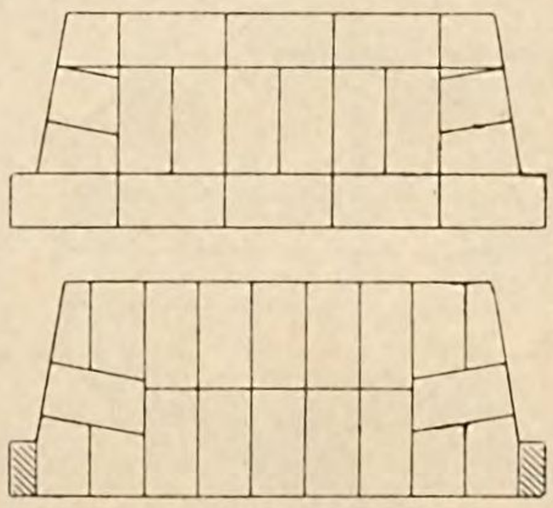


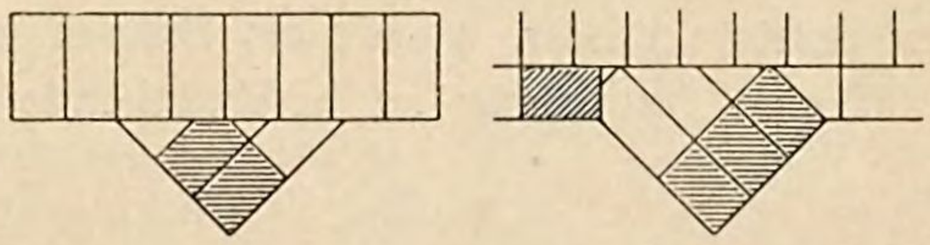
Fig. 153.



59. Dreieckige Pfeilervorlagen.

Seltener iſt der Fall, daſs Mauerfluchten unter ſchiefen Winkeln einſchneidende Pfeilervorlagen einzubinden ſind. Das Einbinden erfolgt dann etwa in der in Fig. 154 mitgetheilten Weiſe.

Fig. 154.



---

30) Ueber die Herſtellung von Hohlmauern mit Hilfe von Hohlſteinen wird ſpäter (Abth. III, Abſchn. 1, Kap. 2) die Rede ſein.

60. Polygonale Freiſtützen.

Häufiger ſind polygonale Freiſtützen herzuſtellen, und unter dieſen am häufigſten regelmäſsig achteckige. Fig. 155 giebt eine Schicht einer ſolchen von $2^1/_2$ Stein Stärke für Herſtellung aus gewöhnlichen Backſteinen. Durch fortgeſetzte Drehung dieſer Schicht um 45 Grad kann ein vierfacher Wechſel der Fugenrichtung in vier auf einander folgenden Schichten erzeugt werden. Es entſpricht demnach dieſe Verbandanordnung allen Anforderungen an Fugenverwechſelung und Ueberdeckung der Steine in den auf einander folgenden Schichten, während ſie andererſeits in dem ſtark ſpitzwinkeligen Auslauf der ſtark verhauenen vier Eckſteine einen bedeutenden Mangel aufweist. Dieſer ſonſt bequem einzurichtende Verband wird daher nur dann anzuwenden ſein, wenn es ſich um Herſtellung weniger und zu putzender Pfeiler handelt. Für andere Fälle iſt die Verwendung von Formſteinen entſchieden anzurathen. Derartige Beiſpiele bieten Fig. 156 u. 157.

Fig. 155.

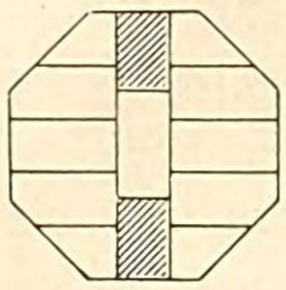


Fig. 156.

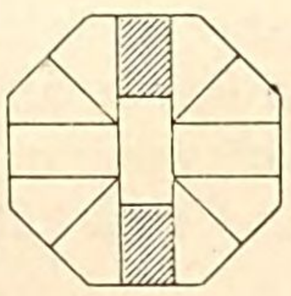


Fig. 157.

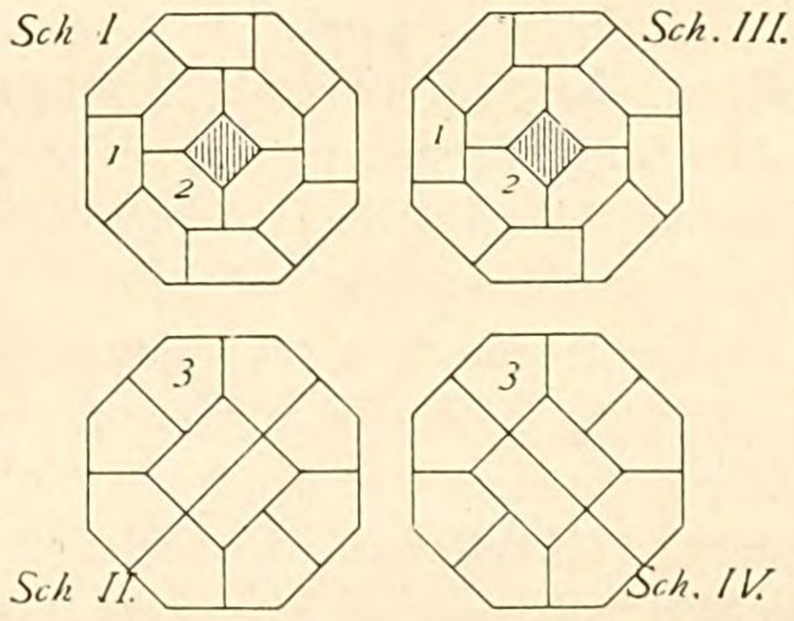
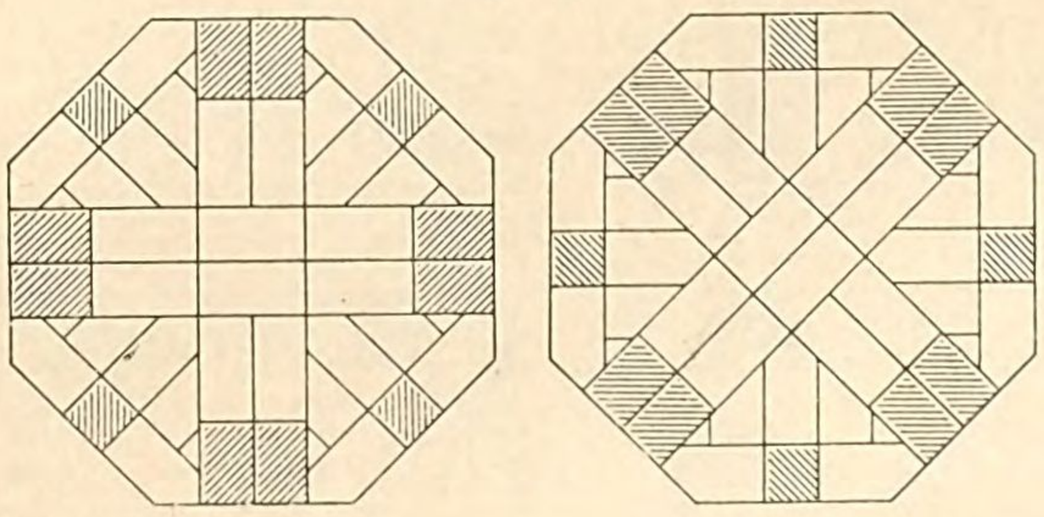


Fig. 156 zeigt die Verwendung von nur einer Art Formſteinen in allen Schichten, während alle übrigen Steine gewöhnliche Mauerſteine, bezw. Dreiquartiere ſind. In Fig. 157 ſind drei verſchiedene Sorten Formſteine benutzt worden und dabei ein Fugenwechſel erzielt, der dem des Kreuzverbandes entſpricht. Die Einrichtung des Verbandes iſt dabei eine ſehr leichte.

Fig. 158.



In Fig. 158 iſt eine Freiſtütze von $4^1/_2$ Stein Stärke dargeſtellt. Die zweite Schicht iſt durch Drehung der erſten um 45 Grad erzielt. Das Princip der Verbandbildung bei dieſem Beiſpiel iſt auch für noch ſtärkere Pfeiler anwendbar. Es wird nur eine Sorte Formſteine für die Ecken nothwendig.

61. Gegliederte Freiſtützen.

Reicher gegliederte Freiſtützen mit Vorlagen an den Polygonſeiten oder mit Dienſten beſetzte Pfeiler, wie ſie als Stützen von Gewölben oft nothwendig werden, deren auf eine Andeutung zu beſchränkende Behandlung ſich am beſten hier an-

Fig. 159.

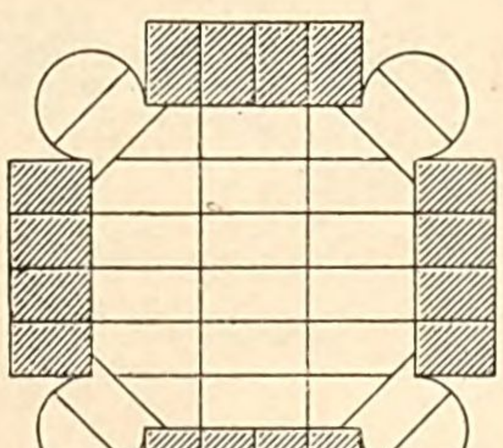


Fig. 160.

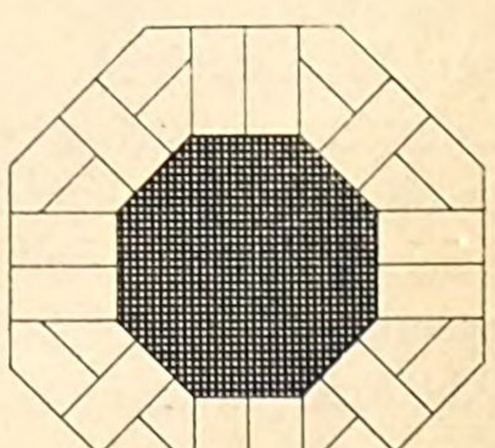


Fig. 161.

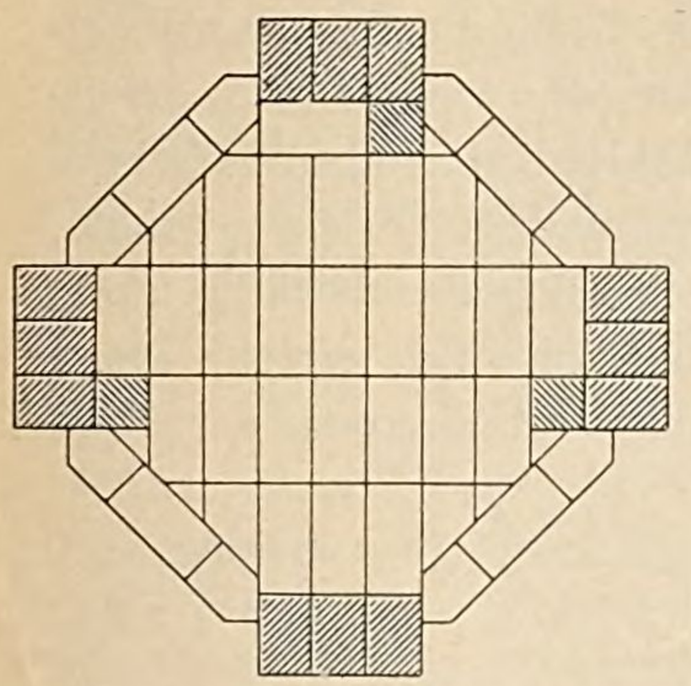
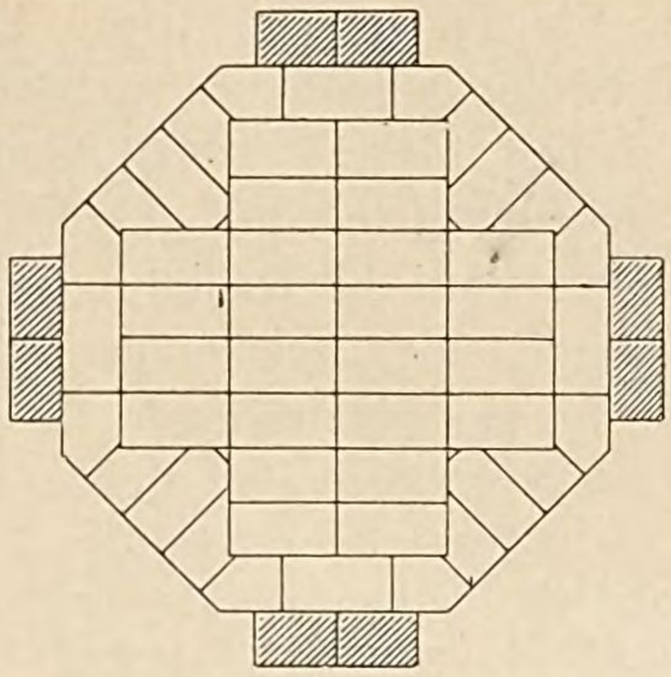
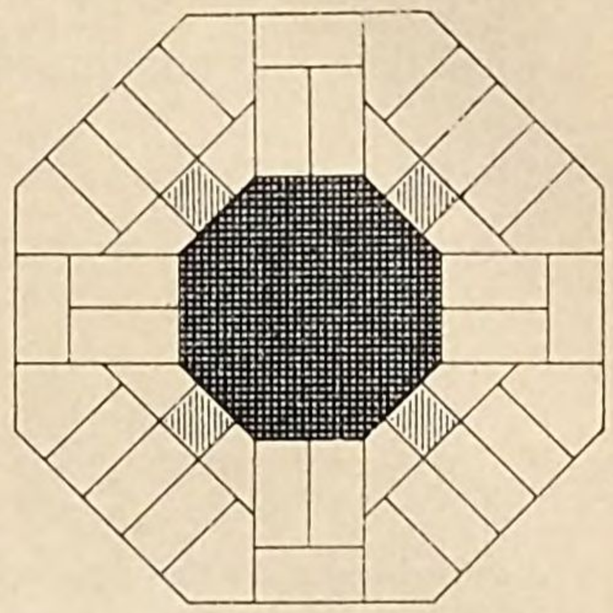


Fig. 162.





ſchlieſst, ſind immer nur mit Formſteinen und als Rohbau auszuführen. Fig. 159 u. 161 mögen als Beiſpiele genügen [31]).

62. Polygonale Hohlpfeiler.

Auch unter den polygonalen Hohlpfeilern, welche ſo oft als Fabrikſchornſteine Verwendung finden, ſind die von regelmäſsig achteckigem Grundriſs die häufigſten. Es werden bei dieſen, wie bei allen anderen, zunächſt die Regeln angewendet werden müſſen, welche früher für die Bildung der ſtumpfwinkeligen Ecken mitgetheilt wurden, wenn gleich hier die zuſammenſtoſsenden Mauern nur ſehr kurz ſind. Es ergeben ſich dann die in Fig. 160 u. 162 vorgeführten Verbände eines Schornſteines, deſſen innere Achteckſeite 1 Stein lang iſt (der Durchmeſſer des eingeſchriebenen Kreiſes iſt dann gleich 2,414 Steinlängen) und deſſen Wandſtärken 1 Stein oder 1½ Stein betragen. Die zweiten Schichten ſind ſofort durch Drehung der erſten um 45 Grad zu erlangen.

7) Runde Mauerkörper.

63. Gekrümmte Mauern.

Für die Herſtellung von runden Mauerkörpern empfiehlt ſich faſt mehr noch als für polygonale die Verwendung von Formſteinen, welche an den in den Mauerfluchten oder concentriſch zu dieſen liegenden Seiten die entſprechende Krümmung und normal zur Krümmung gerichtete Stoſsfugen, alſo die Form von Ringſtücken beſitzen müſſen. Würde man zur Herſtellung runder Mauerkörper die gewöhnlichen rechteckigen Mauerſteine verwenden, ſo erhielte man in jeder Schicht anſtatt der gebogenen Flucht eine polygonale. Die Läuferſchichten würden von der Bogenform noch mehr abweichen als die Binderſchichten, weil ſie nur die halbe Seitenzahl erhielten als die letzteren. Bei groſsen Krümmungs-Radien würden allerdings die Abweichungen von der cylindriſchen Mauerflucht ſo gering ausfallen, daſs ſie nicht ſtören könnten.

Fig. 163.

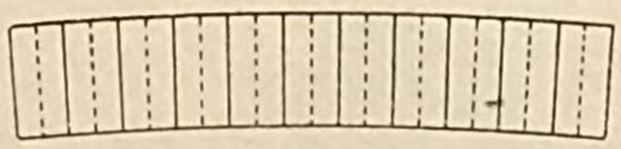
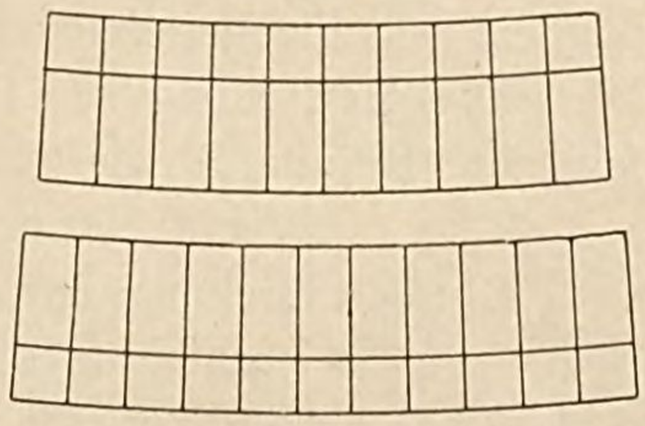


Fig. 164.

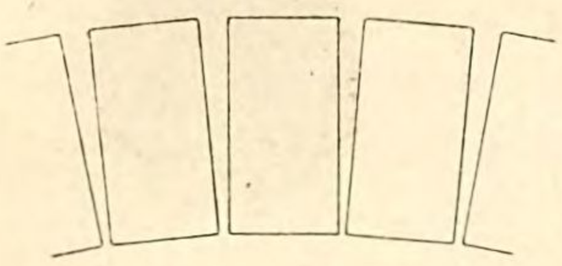


Dieſe Abweichung könnte noch vermindert werden, wenn man anſtatt eines Verbandes mit wechſelnden Läufer- und Binderſchichten nur den Binderverband wählte. In Fig. 163 iſt dieſer Verband für eine 1 Stein ſtarke Mauer, in Fig. 164 jener für eine 1½ Stein ſtarke Mauer gegeben. Im letzteren Falle kamen abwechſelnd auſsen und innen Zweiquartiere zur Verwendung.

31) Zahlreiche Beiſpiele finden ſich in dem ſchon in Fuſsnote 26 (S. 30) citirten Werke von *Fleiſchinger & Becker*, dem auch Fig. 159 u. 161 nachgebildet ſind.

Aber auch bei dieſer Verbandweiſe ergeben ſich nothwendig von innen nach auſsen zu ſich verbreiternde Stoſsfugen (Fig. 165). Die Keilform der Stoſsfugen wird ſich mit abnehmendem Krümmungs-Radius verſtärken. Es wäre nun zu unterſuchen, bis zu welchem Minimal-Radius herab man bei gegebener Steingröſse gekrümmte Mauern ausführen könnte, ohne daſs die Keilform der Stoſsfugen unzuläſſig groſs würde, oder welcher geringſte Radius ſich ergiebt, wenn man ein Maximalmaſs für die Verbreiterung der Fuge von vornherein feſt ſtellt.

Fig. 165.



Wir wollen den letzteren Weg einſchlagen und annehmen, daſs die Stoſsfugen an der äuſseren Mauerflucht das Maſs von 15 mm nicht überſteigen, an der inneren Flucht aber nicht unter 7,5 mm herabgehen dürfen. Unter Feſthaltung des Binderverbandes erhalten wir dann, wie Fig. 166 nachweist, bei der 1 Stein ſtarken Mauer die Proportion

$$135 : 127{,}5 = (250 + r) : r,$$

$$\text{daraus} \quad r = \frac{127{,}5 \cdot 250}{7{,}5} = 4{,}25 \text{ m},$$

Fig. 166.

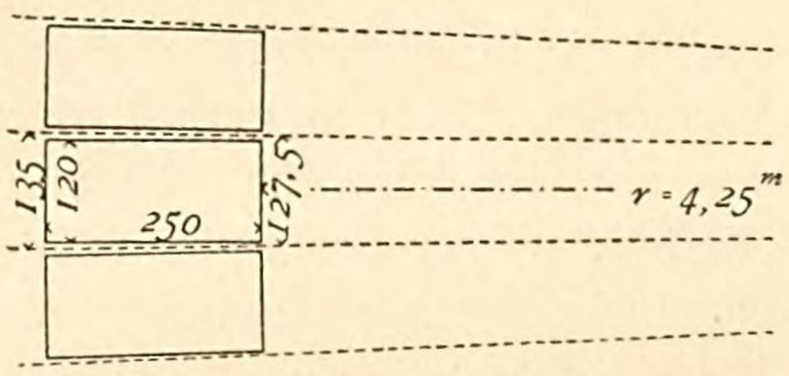
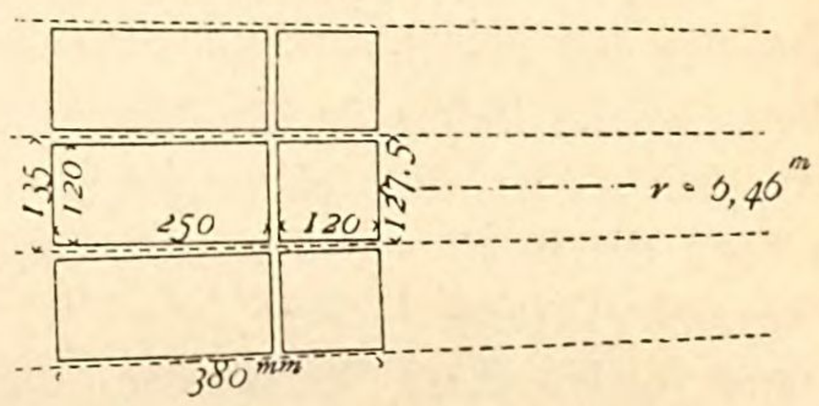


Fig. 167.



wobei r den lichten Radius des gekrümmten Mauerwerkes bezeichnet. Nach Fig. 167 erhalten wir für die 1½ Stein ſtarke Mauer

$$135 : 127{,}5 = (380 + r) : r$$

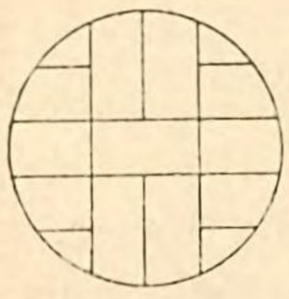
$$\text{und} \quad r = \frac{127{,}5 \cdot 380}{7{,}5} = 6{,}46 \text{ m}.$$

Es würden alſo unter den gemachten Vorausſetzungen 1 Stein ſtarke Mauern mindeſtens einen Radius von 4,25 m = 17 Steinlängen und 1½ Stein ſtarke Mauern einen Minimal-Radius von ca. 6,5 m = 26 Steinlängen erfordern. Auch für noch ſtärkere Mauern ergiebt ſich als ungefähres Verhältniſs zwiſchen Mauerſtärke und Radius 1 : 17. Für kleinere Radien oder vielmehr bei gekrümmten Mauern, deren Stärke gröſser als 1/17 des lichten Radius iſt, wird ſich unbedingt das Verhauen der Steine oder noch mehr die Anwendung der beſchriebenen Formſteine empfehlen. Mit den letzteren laſſen ſich dann die gekrümmten Mauern ganz in denſelben Verbänden, wie die geraden ausführen.

64. Runde Freiſtützen.

Die Herſtellung von Rundpfeilern aus gewöhnlichen Backſteinen giebt ſehr ſchlechte Reſultate, wie das Beiſpiel in Fig. 168 zeigt, bei welchem allerdings ein Wechſel von vier Schichten ganz verbandgerecht durch fortgeſetzte Drehung um 45 Grad erzielt werden kann. Wenn nun auch die Verwechſelung der Fugen eine regelrechte iſt, ſo entſpricht doch der Verband anderen nicht minder wichtigen Forderungen nur in geringem Grade.

Fig. 168.



Es ſind in jeder Schicht nur zwei centrale Stoſsfugen vorhanden; alle anderen treffen unter zum Theile ſpitzem Winkel die Peripherie. Nur ein Stein (der in der Mitte) braucht nicht verhauen zu werden, bei allen übrigen iſt dies nothwendig; dabei kommen alle behauenen Flächen in den Umfang zu liegen und eben dahin noch eine Anzahl ſehr kleiner Stücke.

In Folge deſſen wird ſich, abgeſehen von ſonſtigen Nachtheilen, trotz des gröſsten Aufwandes von Mühe und Sorgfalt Seitens des Maurers, immer nur ein ſehr

unvollkommen geſtalteter Säulen-Cylinder ergeben. Es wird in ſolchen Fällen die Verwendung von Formſteinen auch pecuniär ſich lohnen, namentlich wenn man ſolche nur an der Peripherie verwendet, den Kern aber aus gewöhnlichen Backſteinen herſtellt, wie das Fig. 172 zeigt. In Fig. 169 iſt der Formſteinverband für einen 2 bis $2\frac{1}{2}$ Stein ſtarken Rundpfeiler in ſeinen zwei Schichten dargeſtellt, wobei man mit zwei Sorten von Formſteinen auskommt.

Fig. 169.

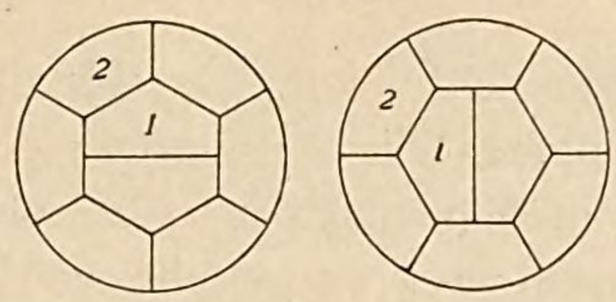


Fig. 170.

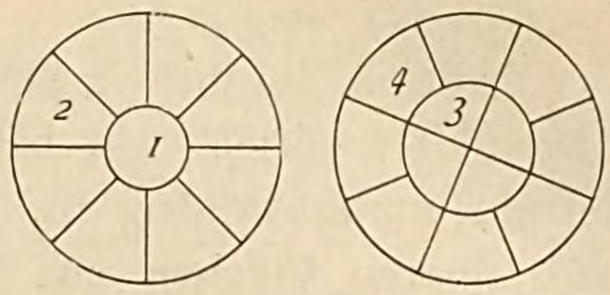


Fig. 171.

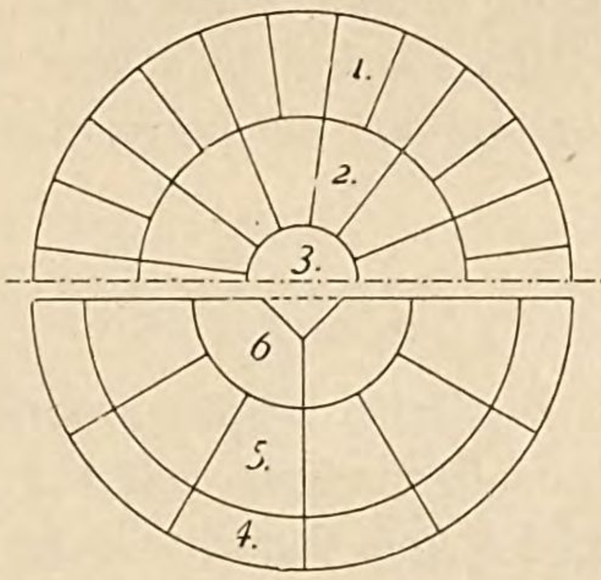
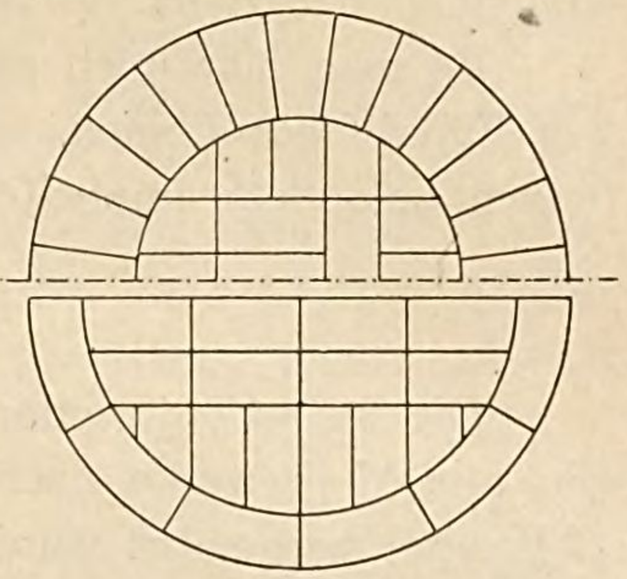


Fig. 172.



Auch dieſer Verband iſt mangelhaft, da die ein Sechseck bildenden Zwiſchenfugen in den auf einander folgenden Schichten ſich nur wenig überdecken und in Folge deſſen innerhalb des Pfeilers ein nur wenig unter ſich verbundener Mantel und Kern ſich bilden werden. Beſſere Reſultate erzielt man bei Anwendung von vier Formſteinſorten (Fig. 170). In Fig. 171 u. 172 ſind Verbände für 5 Stein ſtarke Rundpfeiler dargeſtellt. Zur Herſtellung von Pfeilern nach Art von Fig. 171 ſind ſechs Sorten von Formſteinen erforderlich.

Als Beiſpiel iſt noch der aus Formſteinen hergeſtellte Verband der cannelirten Mittelſchifffäulen der Baſilika zu Pompeji hinzugefügt worden (Fig. 173).

Fig. 173.

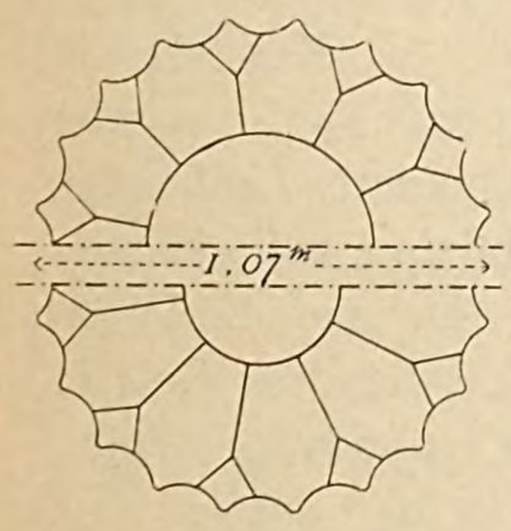


Fig. 174.

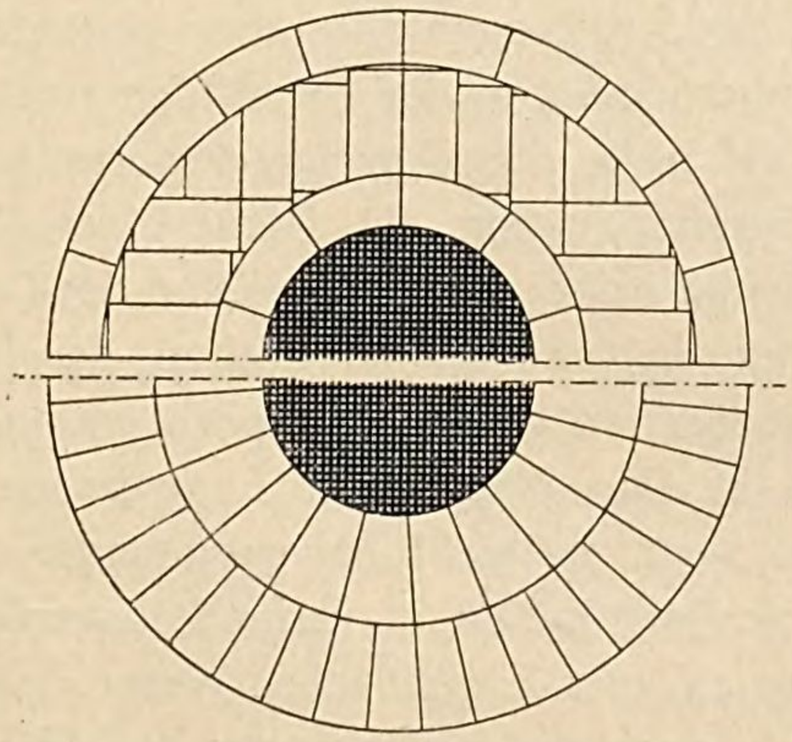
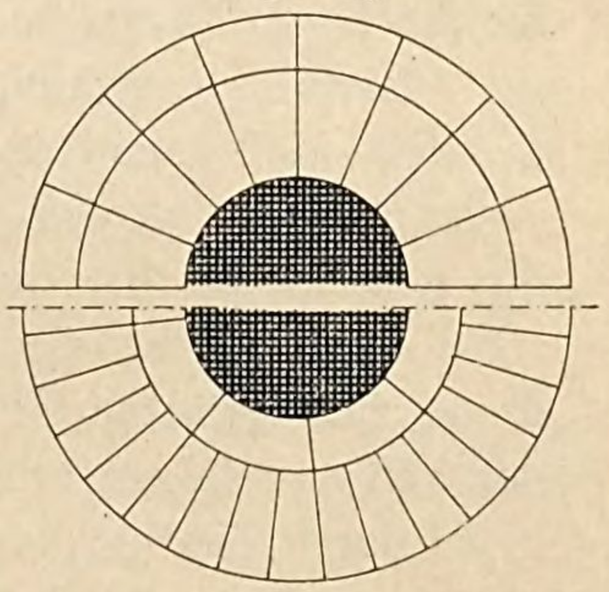


Fig. 175.



Von dieſen Säulen ſtehen jetzt Stümpfe von 1 bis 2 m Höhe aufrecht. Die Formſteine ſind zwar bei allen nach demſelben Syſtem gebildet; ſie ſind aber nicht überall in den Dimenſionen gleich. So haben die im Durchmeſſer wechſelnden kreisrunden Mittelſtücke 52 cm und 48 cm, bezw. 36 cm und 25 cm Durchmeſſer; dem entſprechend ſind auch die radialen Stücke verſchieden. Die Lagerfugen ſind dünn, 3 bis 5 mm dick. Die Stoſsfugen ſind ſehr verſchieden gemauert. Sie ſind bei vielen Säulen bis zu 40 mm dick zwiſchen den radialen Formſteinen; bei anderen ſind ſie wieder dünn gehalten. Ob dies eben ſo wie die verſchiedene Gröſse der Steine mit der Herſtellung der Säulenverjüngung zuſammenhängt, wird ſich nur durch genauere Unterſuchung feſt ſtellen laſſen, namentlich der Frage, ob und welche der Säulenſtümpfe nach der Ausgrabung etwa neu aufgemauert worden ſind. Die Cannelüren ſcheinen durch Zuhauen hergeſtellt worden zu ſein. Daſs die Säulen geputzt waren, braucht wohl kaum beſonders hervorgehoben zu werden.

Verſchiedene antike Säulenverbände von Backſteinen aus Pompeji und Rom ſind in Theil II, Band 2 dieſes »Handbuches« zu finden.

65. Runde Hohlpfeiler.

Fabrikſchornſteine erhalten ſehr häufig die Geſtalt von Hohlpfeilern mit kreisrundem Grundriſs. Da bei ſolchen die Ausführung eines Putzes, ſowohl innen als auſsen, unzweckmäſsig iſt, ſo müſſen dieſelben unter allen Umſtänden an den äuſseren und inneren Flächen aus Formſteinen hergeſtellt werden (Fig. 175). Bei gröſseren Mauerſtärken können dabei im Inneren des Mauerwerkes wohl auch theilweiſe gewöhnliche Backſteine Verwendung finden, wofür Fig. 174 ein Beiſpiel giebt.

Es mag hier noch angeführt werden, daſs man in neuerer Zeit zur Herſtellung von Fabrikſchornſteinen, ſowohl runden als polygonalen, die Verwendung von Hohlſteinen beſonders empfiehlt.

8) Bogenverband.

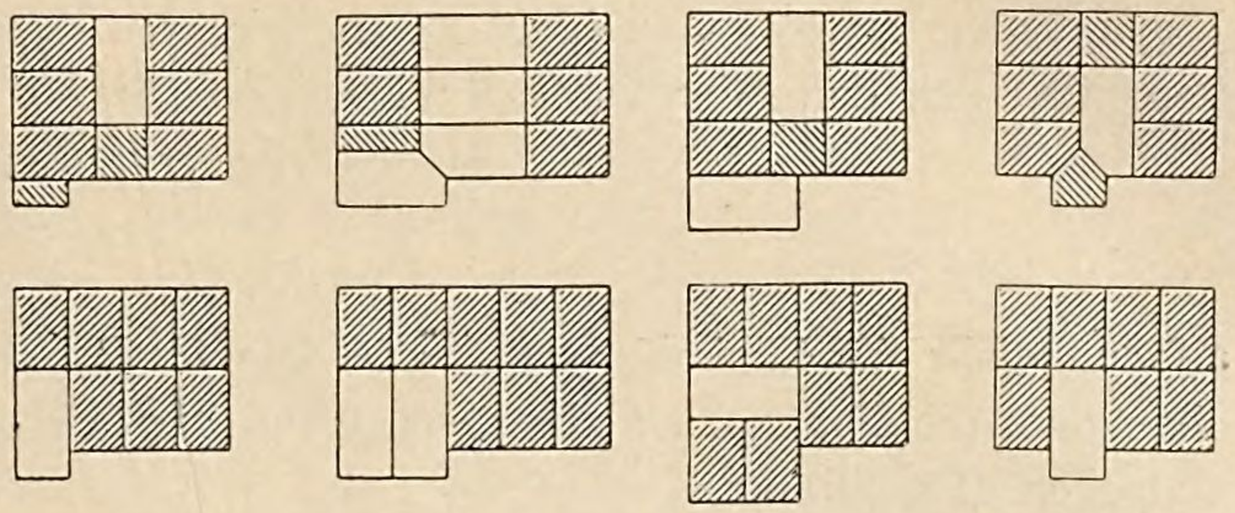
66. Fugenflächen und Fugenlinien.

Die Stein-Conſtructionen zur Ueberdeckung von Räumen und Oeffnungen müſſen wie alle Mauerwerke nach den allgemeinen Geſetzen hergeſtellt werden, wie ſie im 1. Kapitel vorgeführt wurden. Es ſind danach die für dieſe Zwecke zur Anwendung gelangenden Gewölbe aus Schichten herzuſtellen, deren Lagerflächen im Allgemeinen normal zur Richtung des Hauptdruckes liegen. Es führen dem entſprechend bei den Gewölben die ſo gelegenen Fugenflächen den Namen Lagerflächen und die Durchdringungen derſelben mit den Anſichtsflächen der Gewölbe die Bezeichnung Lagerfugen; alle übrigen Fugenflächen und Fugen nennt man Stoſsflächen, bezw. Stoſsfugen. Die Richtung des Fugendruckes iſt in den Gewölben eine wechſelnde; ſie folgt einer gekrümmten Drucklinie. Die Schichten eines Gewölbes können demnach nicht von parallelen Lagerflächen begrenzt ſein; ſondern es müſſen die letzteren convergiren. Gewöhnlich iſt die Drucklinie nicht concentriſch zur Wölblinie oder Bogenlinie des Gewölbes. Da man aber um des Ausſehens willen und um ſpitzwinkelige Aufsenkanten der Wölbſteine zu vermeiden, die Lagerfugen normal zur inneren Wölblinie annimmt, bei Kreisbogen alſo radial gerichtet, ſo ergiebt ſich daraus für die Lagerflächen faſt immer eine von der theoretiſch richtigen abweichende Lage.

67. Verband.

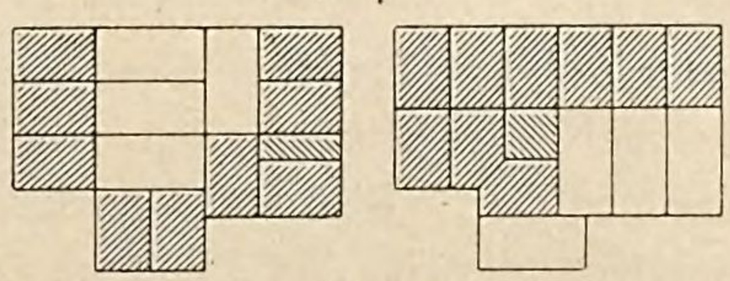
Dieſe Abweichung darf nach den Auseinanderſetzungen des 1. Kapitels ein gewiſſes Maſs nicht überſchreiten, wenn ein Gleiten der Wölbſteine auf einander ausgeſchloſſen ſein ſoll. Hierauf iſt bei der Conſtruction der Gewölbe unter Umſtänden die gebührende Rückſicht zu nehmen. Dem Gleiten der Wölbſteine auf einander wirkt der zwiſchen die Fugenflächen gebrachte Mörtel entgegen. Da nun die Wölbſteine zum gröſsten Theile im Bau eine ſolche Lage haben, daſs ſie dem Geſetze der Schwere folgen müſſen, wenn ſie nicht bei genügendem Widerſtand der Widerlager durch die Spannung im Gewölbe daran verhindert werden, ſo folgt daraus, daſs Mittel, welche die Reibung in den Fugenflächen vergröſsern, für die Wölbungen willkommen ſein müſſen, alſo auch die Einbringung des Mörtels in die Fugen. Insbeſondere gilt dies für die Gewölbe aus Backſteinen und Bruchſteinen, während bei den Hauſteingewölben aus Gründen, die jetzt hier nicht zu erörtern ſind, die Verhältniſſe etwas anders liegen. Sehen wir alſo, daſs für die Gewölbe aus Backſteinen der Mörtel eine bedeutſame Rolle ſpielt, ſo iſt klar, daſs man die zur Anwendung kommenden Steinverbände nicht ohne Rückſicht auf die Wirkſamkeit des Fugenmörtels, die bei den verſchiedenen Verbänden in verſchiedener Weiſe Einfluſs hat, beſprechen kann, daſs alſo deren Erörterung hier noch nicht am Platze iſt, ſondern auf Abth. III, Abſchn. 2, A zweckmäſsiger Weiſe zu verſchieben iſt. Nichts deſto

Fig. 176. Fig. 177. Fig. 178. Fig. 179.



weniger iſt es möglich, hier wenigſtens die gebräuchlichen Verbandanordnungen vorzuführen, welche bei der Conſtruction der Mauer- und Gurtbogen zur Anwendung gelangen, weil ſie ganz und gar den Pfeilerverbänden entſprechen, wenn man ſich die lothrechte Axenlinie des Pfeilers durch die gekrümmte des Bogens erſetzt denkt. Es können dann die für Freiſtützen früher gegebenen Verbandanordnungen als unmittelbar auch für Bogen giltig angenommen werden. Es brauchen dieſe Beiſpiele hier nur durch ſolche, die auf die Bildung eines Anſchlages Bezug haben, vermehrt zu werden, da bei den zur Ueberdeckung von Fenſter- und Thüröffnungen angewendeten Mauerbogen Anſchläge aus denſelben Gründen wie bei den Thür- und Fenſterpfeilern erforderlich werden. Den für letztere in Fig. 101, 102, 105 bis 109 mitgetheilten Beiſpielen ſchlieſsen ſich die unter Fig. 176 bis 180 für Bogen paſſend an.

Fig. 180.



Erhalten die Bogen eine bedeutende Tiefe, werden ſie zu Tonnengewölben, ſo erhalten die Schichten die Verbandanlagen von Mauern mit lothrechten Abſchlüſſen an beiden Enden, wie ja auch die Pfeiler in ihrem Verband nichts Anderes zeigen, als die nahe zuſammengerückten Endigungen von Mauern.

68. Form der Steine.

Am beſten werden die Bogen aus keilförmig geſtalteten Steinen ausgeführt. Kann man ſolche für den gegebenen Radius des Bogens nicht geformt aus der Ziegelei beziehen, ſo muſs man ſie keilförmig zuhauen. Beſonders wichtig wird dies für die Halbkreisbogen, weil bei dieſen die Dicke des Bogens im Verhältniſs zum Radius ziemlich groſs iſt, die Schichten alſo ſtark keilartig ausfallen. Die Keilform der Steine darf aber gewiſſe Grenzen nicht überſchreiten. Beim Brennen würde eine ſehr ungleichmäſsige Dicke der Steine ein Verziehen zur Folge haben; eben ſo würde aber ein zu ſtarkes Verhauen die Wölbſteine zu ſehr ſchwächen. Man kann wohl annehmen, daſs die Schwächung der Steine $^1/_3$ der Dicke, alſo beim Normalformat ca. 22 mm nicht überſteigen ſollte. Nimmt man einen ſolchen noch zuläſſigen Unterſchied in der Dicke der Steine an der inneren und äuſseren Wölbfläche des Bogens an, ſo wird ſich daraus berechnen laſſen, welche Stärke ein Bogen, der im Verband eingewölbt werden ſoll, bei gegebenem Radius nicht überſteigen darf, oder bis zu welchem kleinſten Radius herab ein Bogen von gegebener Stärke im Verband hergeſtellt werden kann. Unter dieſer Annahme berechnet ſich der Radius eines Bogens

von $^1/_2$ Stein Stärke zu 251 mm,
» 1 » » » 523 »,
» $1^1/_2$ » » » 796 »,

alſo im Allgemeinen annähernd der Radius als Zweifaches der Bogenſtärke[32]).

Bei flachen Bogen convergiren die Schichten nicht ſtark, ſo daſs es möglich wird, dieſelben aus den parallelepipediſchen gewöhnlichen Backſteinen herzuſtellen und nur die Lagerfugen keilartig zu geſtalten, ähnlich wie dies für rundes Mauer-

[32]) Dieſes Verhältniſs würde genau richtig ſein, wenn die Dimenſionen der Backſteine ſich genau wie 1 : 2 : 4 verhielten.

werk erörtert wurde. Nimmt man wie damals die zuläſſige Dicke der Fugen am Bogenrücken zu 15 mm und die Fugendicke an der Bogenlaibung zu 7,5 mm an, ſo berechnet ſich dann der lichte Radius des Bogens

bei 1 Stein Bogenſtärke zu 2,416 m,
» 1½ » » » 3,671 »,
» 2 » » » 4,930 »,

alſo ungefähr der Minimal-Radius, mit dem ein Bogen aus gewöhnlichen Backſteinen, ohne daſs die Fugen zu keilartig ausfallen, im Verband gewölbt werden kann, zur 10-fachen Bogenſtärke.

Sind die Bogen im Verhältniſs zum Radius ſo ſtark zu machen, daſs die Steine oder die Fugen in unzuläſſiger Weiſe keilförmig gemacht werden müſſten, ſo muſs man es aufgeben, in Verband zu wölben. Man muſs dann von einem der erſten Grundſätze für alle Steinverbände abſehen, nämlich dem, daſs in auf einander folgenden Schichten nie Stoſsfugen auf einander treffen ſollen. Die Ausführung erfolgt dann entweder ſo, daſs man mehrere im Verbande gewölbte Ringe über einander anordnet, oder ſo, daſs man den Bogen aus einer Anzahl von concentriſchen, ½ Stein ſtarken Schalen oder Ringen (den engliſchen Verband, Schalen- oder Rouladen-Bogen) zuſammenſetzt. Bisweilen werden die Schalen an paſſenden Stellen durch Binder verbunden oder in Abtheilungen zerlegt. Das Nähere über dieſe Conſtructionen folgt ſpäter.

b) Quaderverbände.

69. Natürliche und künſtliche Quader.

Regelmäſsig bearbeitete natürliche Steine von anſehnlicher Gröſse nennt man Quader, Hauſteine, Werkſteine, Werkſtücke oder Schnittſteine. Quader werden aber auch gröſsere, aus Mörtelmaterialien durch Gieſsen oder Stampfen in Formen erzeugte künſtliche Steine genannt (Beton-Quader). Zwiſchen natürlichen und künſtlichen Quadern iſt indeſs in Beziehung auf die Verbandanordnung weiter kein Unterſchied zu machen als der, der ſich daraus ergiebt, daſs es für die künſtlichen Quader bequemer iſt, dieſelben in genau regelmäſsiger Form herzuſtellen, während bei den natürlichen Quadern häufig gewiſſe Abweichungen von der regelmäſsigen Form zuläſſig erſcheinen.

70. Dimenſionen der Quader.

Würde man die Dimenſionen der Quader nach den für die Backſteine giltigen Verhältniſſen beſtimmen, ſo würde über die Quaderverbände weiter gar nichts Beſonderes zu ſagen ſein. Die Quader haben aber in der Regel kein vorher genau beſtimmtes Maſs; ſondern ſie werden für jeden Bau beſonders beſtellt und hergerichtet, ſo daſs man in der Lage iſt, innerhalb gewiſſer Grenzen die Dimenſionen nach den herzuſtellenden Mauerdicken feſt zu ſetzen[33]). Die Dimenſionen für jeden einzelnen Quader werden in den für jede Schicht zu zeichnenden und genau zu cotirenden Schichtenplänen ermittelt und bei der Beſtellung angegeben. Die Lieferung muſs dann unter Hinzufügung des ſog. Arbeitszolles (2,5 bis 3 cm) erfolgen. Immerhin iſt man aber bei der Feſtſetzung der Dimenſionen abhängig von der Art des natürlichen Geſteines und von der Stärke der Bänke oder Schichten deſſelben in den Steinbrüchen. Hierüber, ſo wie über die Proportionirung der Quader iſt ſchon im

33) Es iſt hierzu anzuführen, daſs in einigen Gegenden mit ausgedehntem Steinbruchbetrieb gewiſſe Sorten von Quadern auf Vorrath gearbeitet und nach einem Marktpreis verkauft werden. Es finden dieſelben dann in der Regel nur bei Maſſenbauten Verwendung, beim Hochbau meiſt nur zu den Fundamenten. So iſt es z. B. in den ſächſiſchen Elb-Sandſteinbrüchen, wo die Maſse für eine ziemliche Zahl von oft verlangten Steinwaaren durch Vereinbarung feſt geſetzt worden ſind; dieſe werden nach dem Stück bezahlt, während alle übrigen nach Maſs beſtellten Steinſtücke nach dem Rauminhalt verrechnet werden. — Gleiches iſt in Baden der Fall.

1. Kapitel das Nothwendige gefagt worden. Es mag dem hier noch hinzugefügt werden, dafs die Höhe eines Quaders, auch wenn daran feft gehalten wird, dafs die natürliche Schichtung normal zur Druckrichtung zu legen ift, doch niemals die Dicke der Bank des Steinbruches überfteigen darf, damit die Quader keine natürlichen Lagerfugen erhalten. Eben fo foll aber die Höhe der Quader nicht viel kleiner als die Bankdicke genommen werden; ausgenommen natürlich den Fall fehr grofser Mächtigkeit der Bänke, wie fie häufig bei den Sandfteinen vorkommt. Bei reicheren Quaderbauten wird man innerhalb der eben angedeuteten, für das zur Verfügung ftehende Material zu ermittelnden Grenzen die Dimenfionen der architektonifchen Ausbildung entfprechend feft fetzen. Bei billiger herzuftellenden Bauten dagegen wird man mehr auf die Dimenfionen Rückficht zu nehmen haben, in denen fich die Steine in den Brüchen gewöhnlich ergeben. Man wird zwar die Höhe aller Steine einer Schicht gleich halten, dagegen auf die Gleichheit der Länge aller Steine und der Höhe der über einander folgenden Schichten verzichten.

Hauptgrundfatz für die Herftellung eines guten Verbandes bleibt dann eine gute Ueberbindung der Steine in der Längen- und Querrichtung der Mauern. Als Minimum diefes Ueberbindungsmafses, alfo des Mafses, bis zu welchem fich die Stofsfugen zweier auf einander folgenden Schichten nähern dürfen, ift die halbe Höhe der Quader anzunehmen; als mittleres Ueberbindungsmafs ift dagegen die ganze Quaderhöhe anzuftreben.

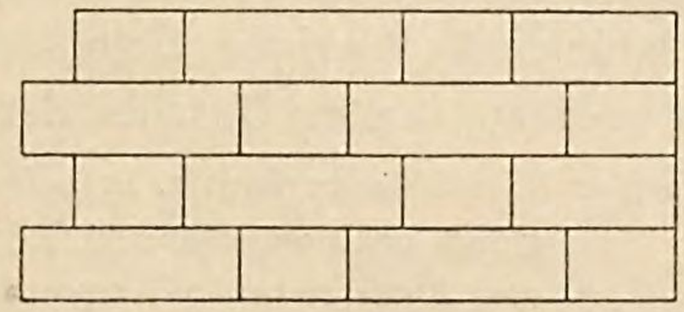
Je nach der Stärke der Mauer wird diefelbe nur aus Läufern oder aus Läufern und Bindern zufammengefetzt oder wohl auch aus neben einander zu legenden, verfchieden breiten Läuferreihen. Die Läufer erhalten eine Länge, die gleich ift der zwei- bis dreifachen Höhe, und eine Breite gleich der einfachen bis doppelten Höhe. Den Bindern giebt man ein Drittel bis die Hälfte der Läuferlänge zur Breite und macht fie zwei bis dreimal fo lang. Die Proportionirung der Dimenfionen ift jedoch, wie früher fchon angeführt, von der Güte und Feftigkeit des Materiales abhängig.

71. Verband für 1 Stein ftarke Mauern.

Ift die Mauer nur fo dick, dafs eine Quaderbreite zur Herftellung derfelben ausreicht, fo wird fie nur aus Läufern hergeftellt. Sind alle Quader gleich lang, fo erhält man dann den Läufer- oder Schornfteinverband der Backfteine (Fig. 185). Je nachdem man die Quader erhalten kann oder gröfseren oder geringeren Werth auf Regelmäfsigkeit des Verbandes legt, find weiter noch folgende Varianten des Läuferverbandes zu unterfcheiden:

1) gleich hohe Schichten, in den Schichten regelmäfsiger Wechfel von kurzen und langen Steinen (Fig. 181);

Fig. 181.



2) regelmäfsiger Wechfel von niedrigen und hohen Schichten, in den wiederkehrend gleich hohen Schichten gleich lange Steine, in den un-

Fig. 182.

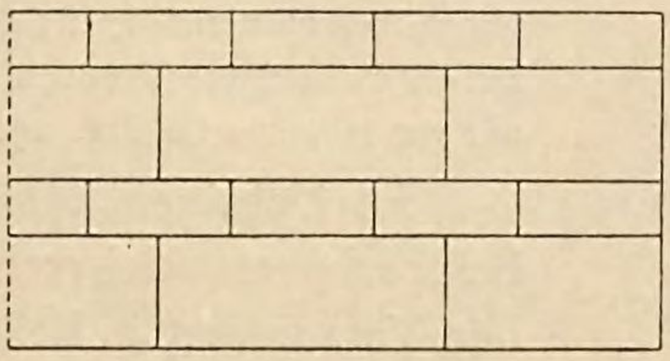


Fig. 183.

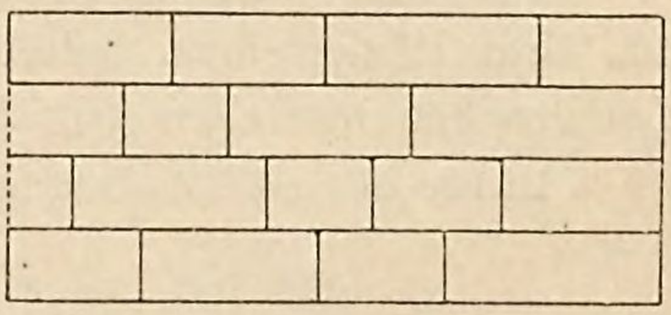


Fig. 184.

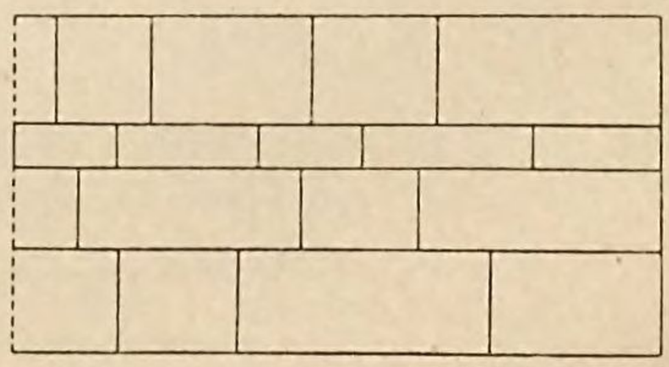


Fig. 185.

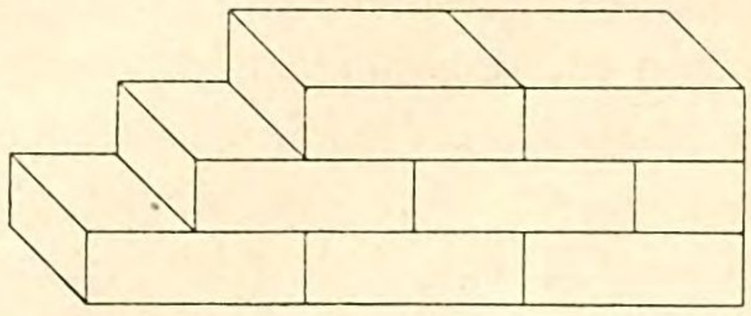
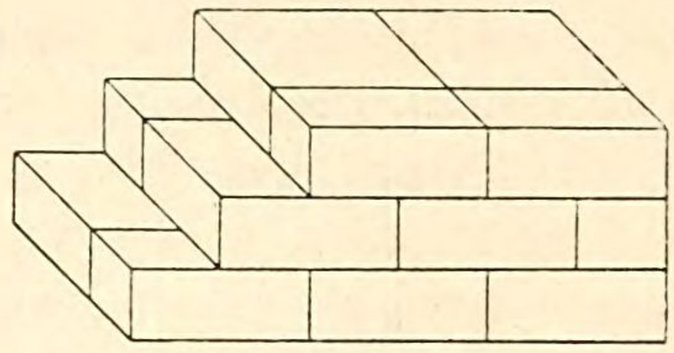


Fig. 186.



mittelbar auf einander folgenden Schichten ungleiche Länge der Steine (Fig. 182);

3) gleich hohe Schichten, ungleiche Länge der Steine (Fig. 183);

4) verſchieden hohe Schichten und ungleiche Länge der Steine (Fig. 184).

72. Verband für ſtärkere Mauern.

Iſt die Mauer ſtärker als eine Quaderbreite, ſo kann ſie:

1) aus Schichten, die aus zwei verſchieden breiten Läuferreihen beſtehen (Fig. 186), hergeſtellt werden;

Fig. 187.

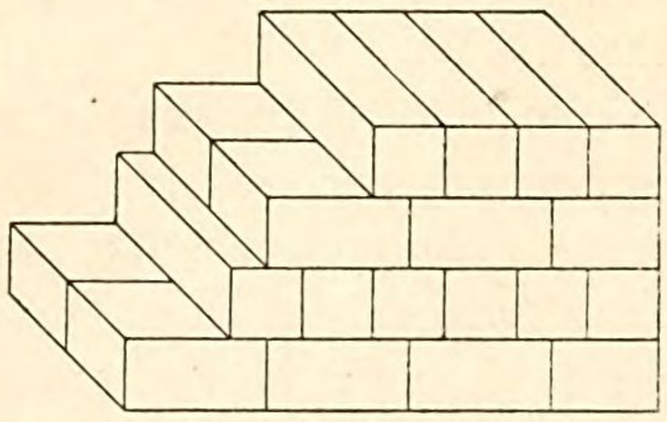
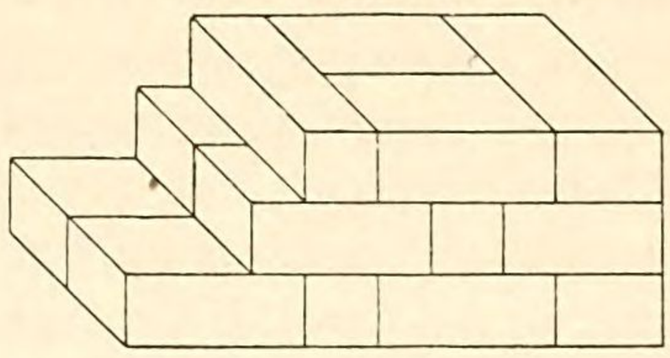


Fig. 188.



2) man kann Binderreihen und Läuferreihen wechſeln laſſen (Fig. 187); man erhält dann den Blockverband der Backſteine, den man durch abwechſelnde Verſchiebung der Läuferreihen in den Kreuzverband umgeſtalten könnte;

3) man kann Binder mit Läufern in den einzelnen Schichten abwechſeln laſſen (Fig. 188); man erhält dann den polniſchen oder gothiſchen Verband mit ſeinen Mängeln, die ſich aber durch Anwendung von verſchieden breiten Läufern beſeitigen laſſen, wie Fig. 189 zeigt.

Fig. 189.

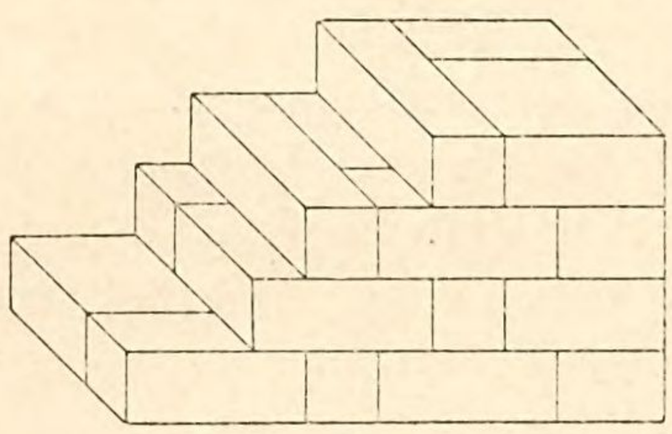
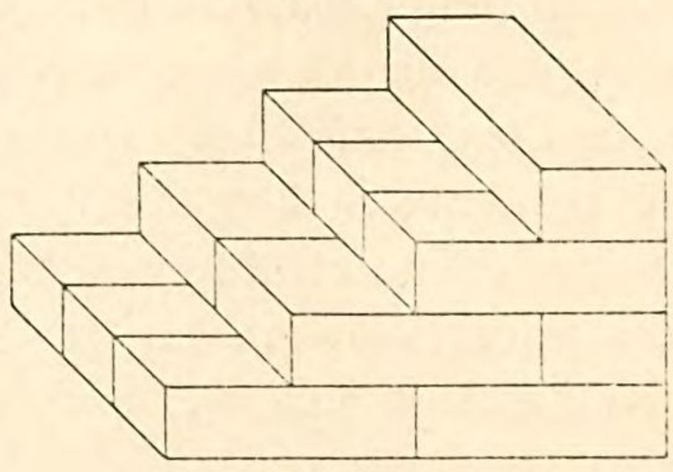


Fig. 190.

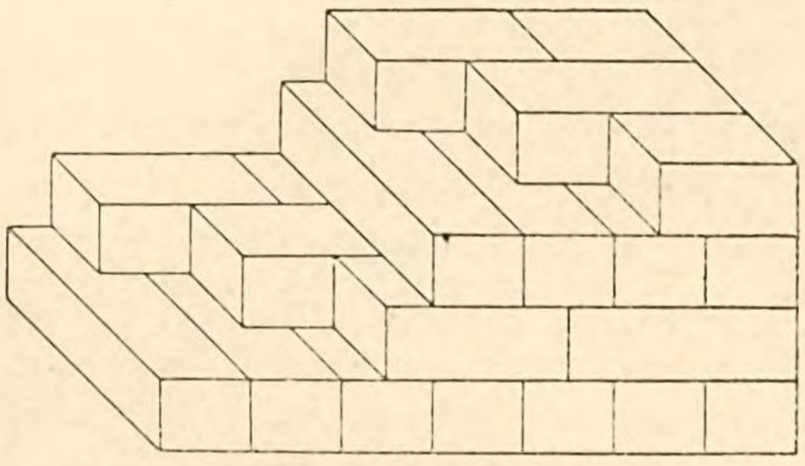


Auch die anderen Ziegelverbände laſſen ſich nach Belieben zur Anwendung bringen.

Bei noch dickeren Mauern kann man in einer Schicht um die andere dieſelbe aus drei Läuferreihen beſtehen laſſen, die übrigen Schichten entweder aus zwei Läuferreihen herſtellen (Fig. 190) oder aus lauter Durchbindern (Fig. 191).

Es können hierbei die Schichtenhöhen auch verſchieden ſein; z. B. anſtatt daſs ſie, wie in Fig. 190, gleich hoch angenommen ſind, könnten die Schichten mit drei Läuferreihen niedriger als die mit zweien gehalten werden. Auch iſt es nicht nothwendig, daſs ſich die Stoſsfugen ſchneiden, wie dies bei den Backſteinverbänden üblich und zweckmäſsig iſt; ſondern es kann in den Läuferreihen die innigere Verwechſelung der Stoſsfugen angeordnet werden, wie ſie Fig. 191 zeigt.

Fig. 191.



Im Uebrigen können auch bei den eben beſprochenen ſtärkeren Quadermauern dieſelben Variationen in Bezug auf die Gröſsen der

Quader eintreten, wie bei den Mauern, die nur aus einer Quaderreihe hergeſtellt werden, wenn nur immer ein genügendes Ueberbindungsmaſs eingehalten wird.

Stärkere Quadermauern, als die ſchon wenig verwendeten, welche eine dreifache Quaderbreite zur Dicke haben, ſind ſehr theuer und kommen im Hochbau wohl nur ſelten vor. Sie werden in der Regel durch die gemiſchten Mauerwerke erſetzt, die ſpäter zur Beſprechung gelangen.

73. Mauerecken, -Anſchlüſſe, -Durchkreuzungen etc.

Die Mauerecken, Maueranſchlüſſe und Mauerdurchkreuzungen, die Maueranſchläge und die Freiſtützen können nach denſelben Verbandregeln, natürlich unter Berückſichtigung der Gröſse der Quader, aus dieſen hergeſtellt werden, wie ſie für die Backſteine ausführlich erörtert worden ſind, bedürfen daher hier keiner wiederholten Beſprechung. Es iſt jedoch hier darauf aufmerkſam zu machen, daſs die Quader, allerdings unter Materialverluſt, eine Bearbeitung in beliebigen Formen geſtatten, welche Verbanderleichterungen ermöglichen, wie ſie bei den Backſteinen nur ausnahmsweiſe und dann auch gewöhnlich nur mit Formſteinen zur Ausführung gelangen. Es bezieht ſich dieſe Bemerkung auf die häufig angewendeten Auskröpfungen oder Ausklinkungen der Quader.

Fig. 192.

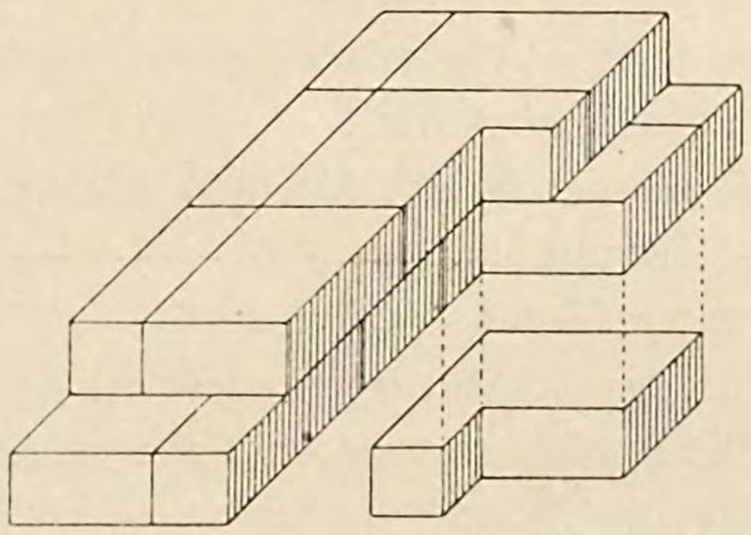


Fig. 193.

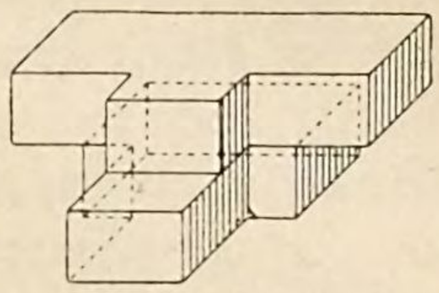


Fig. 194.

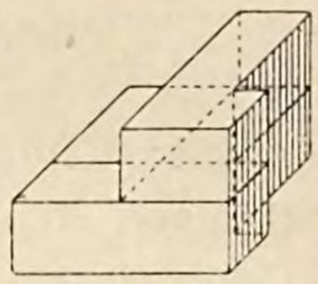
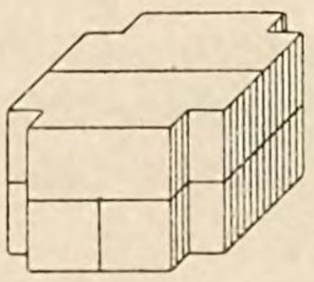


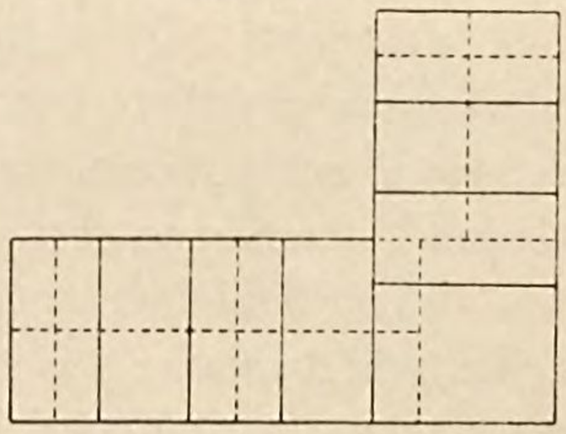
Fig. 195.



Es ſtellen dar: Fig. 192 eine Eckbildung, Fig. 193 einen Maueranſchluſs, Fig. 194 die Bildung des Anſchlages einer Oeffnung, Fig. 195 einen Kreuzpfeiler unter Benutzung ſolcher ausgekröpften Quader oder der ſog. Flügelſteine.

Ferner kann angeführt werden, daſs man ſich zur Bildung der Ecken öfters auch gröſserer Quader bedient, als ſonſt in der Mauer Verwendung finden (Fig. 196).

Fig. 196.



Bei ſtumpf- und ſpitzwinkeligen, ſo wie bei abgerundeten und abgeſtumpften Ecken, die hier nur beiläufig erwähnt werden ſollen, legt man ebenfalls zweckmäſsiger Weiſe gröſsere Quader an die Ecke, und zwar häufig in diagonaler Richtung mit der Rückſichtnahme, daſs die Stoſsfugen möglichſt normal zu den Fluchten ſtehen [34]).

c) Verbände für Mauern aus Bruchſteinen und Feldſteinen.

74. Steinmaterial.

Unter Feldſteinen verſteht man alle Geſchiebe und Findlinge verſchiedener Gröſse, die ſich zerſtreut in den Flüſſen, an den Ufern derſelben, in Wäldern und auf Feldern finden, alſo alle einzeln ſich findenden Steine. Unter Bruchſteinen ſind dagegen alle ſolchen Steine zu verſtehen, die von anſtehenden Felſen gebrochen werden. Sind die Feldſteine groſs, ſo können ſie zertheilt werden und eben ſo wie

34) Ausführlicheres über die Eckbildungen von Quadermauern ſiehe in: Ringleb, A. Lehrbuch des Steinſchnitts. Berlin 1844.

die Bruchſteine gröfsere oder geringere Bearbeitung erfahren. Von den Quadern unterſcheiden ſich die Bruchſteine entweder durch die geringere Bearbeitung oder, wenn ſie regelmäſsig bearbeitet ſind, durch die geringere Gröfse [35]). Im letzteren Falle ſind ſie Schichtſteine [36]) zu nennen, wenn ſie parallelepipediſche Form haben, Polygonſteine oder Moſaikſteine dagegen, wenn ſie polygonale Stirnſeiten erhalten.

75. Mauerwerksarten.

Bei Herſtellung jedes Bruchſtein- oder Feldſteinmauerwerkes iſt die Einhaltung der Verbandregeln, wie ſie für regelmäſsige Steine gelten, nach Möglichkeit anzuſtreben. Je gleichmäſsiger die Zuſammenſetzung der Schichten, je beſſer der Verband in denſelben, um ſo beſſer wird das Mauerwerk ſein, um ſo mehr wird es ſich an Güte dem Backſtein- und dem Quadermauerwerk nähern.

Das Bruchſteinmauerwerk läſſt ſich danach in folgende 3 Gattungen zerlegen:

1) Mauerwerk aus Schichtſteinen;
2) Mauerwerk aus lagerhaften Bruchſteinen mit abgeſetzten Schichten, und
3) ordinäres Bruchſteinmauerwerk.

Zu dieſen würden noch als beſondere Formen hinzuzutreten haben:

4) der Cyclopen-Verband und
5) der Polygon- oder Moſaik-Verband.

76. Mauerwerk aus Schichtſteinen.

Charakteriſtiſch für das Schichtſteinmauerwerk iſt, daſs alle Schichten in gleicher Stärke durchgehen. Die Schichten werden dabei entweder durchgängig gleich hoch (ca. 20 cm) oder verſchieden hoch gehalten. Im erſten Falle werden die Schichten in der Regel nur äuſserlich mit regelmäſsig bearbeiteten Schichtſteinen (im weſtlichen Deutſchland *möellons* nach dem Franzöſiſchen genannt) verkleidet und im Inneren aus Füllſteinen gebildet, während es im zweiten Falle ohne weſentlich höheren Koſtenaufwand möglich iſt, die Schichten durchweg aus lauter Schichtſteinen herzuſtellen. Dieſe letztere Art des Mauerwerkes iſt im Inneren und Aeuſseren ganz gleichartig gebildet (nur die Stirnſeiten erhalten oft feinere Bearbeitung), und ein regelrechter Verband iſt bei derſelben durchführbar. Es ſteht ein ſolches Mauerwerk bei entſprechendem Material an Güte kaum hinter dem Backſtein- und Quadermauerwerk zurück.

Werden Füllſteine (mehr oder weniger unregelmäſsige Stücke) im Inneren zur Anwendung gebracht, ſo iſt zur Erzielung eines leidlichen Verbandes die Verwendung von möglichſt vielen Bindern nothwendig. Auf zwei Läufer in der Front ſoll mindeſtens ein Binder kommen. Die Länge der Steine darf das Drei- bis Fünffache der Höhe nicht überſteigen; als Minimum der Höhe iſt 10 cm anzuſehen. Die Ueberbindung der Steine ſoll mindeſtens 8 bis 10 cm betragen.

77. Mauerwerk mit abgeſetzten Schichten.

Vom Schichtenmauerwerk unterſcheidet ſich das Mauerwerk mit abgeſetzten Schichten dadurch, daſs die entweder von Natur lagerhaften oder mit dem Hammer lagerrecht bearbeiteten Bruchſteine nicht in durchgehenden Schichten vermauert, ſondern je nach ihrer Höhe ſo zuſammengeſetzt werden, daſs manchmal 3 Schichten in 2 oder 2 Schichten in 1 übergehen (d. ſ. die abgeſetzten Schichten). Hohlräume in den Fugen ſind mit Schiefern oder Steinſplittern (Zwickern) auszufüllen.

Oefters iſt eine horizontale Abgleichung herbeizuführen, ſo daſs etwa alle 1 bis 1,25 m eine Lagerfuge durch die ganze Mauer hindurchläuft. Auch ſind bei geringeren Mauerſtärken in Abſtänden von 1,5 bis 1,8 m Durchbinder anzuordnen. Gleichförmiges

---

35) D. h. es darf das Gewicht nicht gröſser ſein, als daſs ſie noch von 1, höchſtens 2 Maurern mit den Händen verſetzt werden können.

36) Siehe auch Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches« (Fuſsnote 6 auf S. 67).

Setzen des Mauerwerkes erzielt man durch gleichmäfsige Vertheilung der gröfseren Steine und dadurch, dafs man an denjenigen Stellen, wo mehrere weniger dicke Steine über einander folgen, den Mörtel in den Lagerfugen dünner aufträgt.

78. Ordinäres Bruchftein-mauerwerk.

Mauerwerk aus ganz unregelmäfsigen Bruchfteinen oder Feldfteinen nennt man ordinäres Bruchftein- oder Feldfteinmauerwerk. Es werden die Steine fo gut, als möglich, an einander gepafft; auf eine Deckung der Stofsfugen wird Rückficht genommen, wo möglich alle Steine auf die Breitfeite und als Binder verlegt und auch das Innere aus möglichft grofsen Steinen hergeftellt, kleine Stücke nur zur Füllung von Höhlungen zwifchen den grofsen verwendet. Zu den Ecken nimmt man die gröfsten und lagerhafteften Steine. In vielen Fällen, namentlich bei den rundlichen Feldfteinen, mufs man die Ecken aus befferem Material herftellen. In Höhenabftänden von 1,5 bis 2,0 m ift das Mauerwerk horizontal, auch wieder mit möglichft grofsen Stücken, abzugleichen (Mauerung in Bänken). Die Feftigkeit der Mauern gewinnt fehr, wenn man an diefen Stellen einige Schichten aus regelmäfsigem Material (3 bis 4 Backfteinfchichten oder mehrere Schichten aus lagerhaften Steinen) einfchaltet.

Zum ordinären Bruchftein-Mauerwerk ift auch das Mauerwerk aus Flufsgefchieben und das aus Kiefeln, ferner das in England vorkommende, aus Feuerfteinen hergeftellte *flint-work* etc. beizuzählen.

79. Cyclopen-Verband.

Der Cyclopen-Verband wird wie das ordinäre Bruchfteinmauerwerk aus ganz unregelmäfsigen Stücken hergeftellt; nur find diefe Stücke oft von fehr bedeutender Gröfse, und es werden diefelben gewöhnlich ohne Mörtel vermauert. Die Steine werden nur wenig zugerichtet, möglichft gut zufammengepafft und die Höhlungen zwifchen denfelben mit kleineren Stücken forgfältig ausgefüllt.

80. Polygon- und Mofaik-Verband.

Der Polygon-Verband ift nur eine Verfeinerung des Cyclopen-Verbandes. Die Steinftücke werden an den Fugenflächen fo bearbeitet, dafs fie überall fcharf an einander paffen. Erhalten dabei die Steine durchgängig eine gleiche oder rhythmifch wiederkehrende regelmäfsige Form, fo ergiebt fich der zierliche, aber fehr theuere Mofaik-Verband. Der Polygon-Verband kommt naturgemäfs am zweckmäfsigften für die kryftallinifchen Steine zur Verwendung; doch liefert befonders der Bafalt in Folge feines Vorkommens in Säulen von polygonalem Querfchnitt ein leicht herzuftellendes gutes Polygon-Mauerwerk.

Da bei den Bruchfteinmauerwerken der Mörtel gewöhnlich eine grofse Rolle fpielt, fogar mit Cementmörtel ein vorzügliches Mauerwerk aus ganz unregelmäfsigen Steinen fich herftellen läfft, weil ferner zur Vermehrung der Feftigkeit der Mauern dabei oft gemifchte Materialien zur Verwendung gelangen, fo erfcheint es zweckmäfsig, die eingehendere Befprechung auf die Abth. III, Abfchn. 1, A zu verfchieben.

d) Verbände für Mauern aus gemifchtem Mauerwerk.

81. Verfchiedenheit.

Man hat es mit gemifchtem Mauerwerk zu thun, entweder wenn einzelne verticale Partien der Mauern aus anderem Material hergeftellt werden, als der gröfsere Theil der Längenerftreckung, oder wenn die Mauer der ganzen Länge und Höhe nach aus parallel neben einander fortlaufenden Theilen von verfchiedenem Material befteht.

Die zuerft angeführte Anordnungsweife wird getroffen, wenn die Mauer an einzelnen Stellen fefter conftruirt werden foll, als dies mit dem in ihrem Hauptheile zu verwendenden Material möglich ift, wie dazu namentlich die Ecken von

Bruchſteinmauern Veranlaſſung geben. Wird aus conſtructiven, ökonomiſchen oder äſthetiſchen Gründen die Mauer auſser an den Ecken noch an anderen Stellen durch Verticalſtreifen von anderem Material in Abtheilungen zerlegt, ſo ergiebt ſich eine Conſtruction, die eine gewiſſe Analogie mit den Holz- und Eiſen-Fachwerken zeigt, aber auch zum Theile deren Mängel aufweist. Dieſe Aehnlichkeit wird noch gröſser, wenn die Verticalſtreifen durch horizontale Schichten von regelmäſsigen Steinen mit einander verbunden ſind.

Man kann daher dieſe Conſtructionsweiſe als Stein-Fachwerk bezeichnen.

Die zweite Ausführungsweiſe wird gewählt, wenn ein Material von geringer Witterungsbeſtändigkeit zu ſchützen iſt, oder wenn das Ausſehen eines Mauerwerkes verbeſſert werden ſoll, oder wenn Auſsenflächen von beſonders groſser Widerſtandsfähigkeit gegen mechaniſche, chemiſche oder phyſikaliſche Einflüſſe erforderlich werden. Es handelt ſich alſo in der Regel um die Verkleidung oder Verblendung eines geringeren Materiales mit einem beſſeren. Damit iſt gewöhnlich eine nicht unweſentliche Koſtenerſparniſs verknüpft, wegen deren wohl alle Monumentalbauten der Neuzeit nicht in gleichförmigem, ſondern in gemiſchtem Material ausgeführt werden. Als übliche Combinationen ſind anzuführen: Mauerkern von Backſteinen, Bruchſteinen oder Beton mit Verblendung oder Vertäfelung von irgend einem Hauſtein oder koſtbareren Geſtein, wie Marmor, Serpentin u. a. m. oder Verkleidung eines eben ſolchen Mauerkernes mit Verblendſteinen, Klinkern oder mit feineren Thonwaaren, als Terracotta, Majolica, Fayence u. dergl.

Beide Ausführungsweiſen, das Stein-Fachwerk ſowohl, als auch die Mauerverblendung führen ähnliche Nachtheile mit ſich, die in den nachfolgenden Artikeln noch zu erörtern ſein werden. In Abth. III, Abſchn. 1, A (Wände) wird Gelegenheit ſein, die Anwendung und Ausführung der gemiſchten Mauerwerke ausführlich zu beſprechen, weſswegen wir uns hier auf die Behandlung der Principien der hierher gehörigen Verbandanordnungen zu beſchränken haben.

82. Allgemeines über Verblendungen.

Wir beſchäftigen uns zunächſt mit den Mauerverblendungen, und zwar nur mit denjenigen Fällen, in denen die Verblendung eines Mauerkernes von Backſteinen, Bruchſteinen oder Beton mit Quadern oder eines Mauerkernes von ordinären Bruchſteinen oder Beton mit Backſteinen erforderlich wird.

Obgleich bei allen gemiſchten Mauerwerken die gewöhnlichen Verbandregeln zu befolgen ſind, ſo iſt doch noch auf einen beſonderen Umſtand Rückſicht zu nehmen; es iſt dies die ungleichmäſsige Zuſammenſetzung des Mauerkörpers. Dieſe führt zu einer verſchiedenen Zahl von Lagerfugen in dem äuſseren und inneren Theil und bedingt dadurch in demſelben ungleich groſse Compreſſion des Mörtels, alſo ungleichmäſsiges Setzen. Trotz angewendeter Vorſicht iſt das Reſultat davon, daſs der eine Theil dem anderen beim Setzen nicht zu folgen vermag und daſs Längsſpaltungen ſich ergeben. Der äuſsere Theil, die Verblendung, iſt in der Regel der ſchwächere. Kommt dann dazu, was ſehr häufig der Fall iſt, daſs er weniger Lagerfugen, als der Kern hat, und beſitzt er dabei nicht die der Belaſtung entſprechende Knickfeſtigkeit, ſo ergeben ſich zunächſt Ausbauchungen und dann Einſturz der Verblendung. Aehnliche Gefahren können auch eintreten in Folge unüberlegter Verwendung von Mörteln von verſchiedenen Eigenſchaften im Mauerkern und in der Verblendung. Es wird alſo bei gemiſchten Mauerwerken, abgeſehen davon, daſs die Geſammtdicke aller Lagerfugen in beiden Theilen möglichſt gleich zu halten und wo möglich ein nicht ſchwindender Mörtel zu verwenden iſt, darauf ankommen, das Entſtehen von

Längsſpaltungen durch eine möglichſt innige Verbindung der Verblendung mit dem Mauerkern zu verhindern. Dies wird erreicht durch Anordnung von entſprechend vielen, in den Kern eingreifenden Bindern in der Verblendung. Die Möglichkeit der Anwendung ſehr vieler Binder gewährt beſonders der holländiſche Verband, der denn auch für die Verblendungen mitunter zur Verwendung gelangt. Wegen der vielen Binder wird derſelbe aber oft zu koſtſpielig befunden, und man begnügt ſich daher gewöhnlich mit der Verwendung des Block- oder Kreuzverbandes, ſo wie beſonders mit dem polniſchen Verband oder Variationen deſſelben. Auch kann nicht unter allen Umſtänden eine ſehr groſse Zahl von Bindern als zweckmäſsig bezeichnet werden, worauf in Abth. III, Abſchn. 1, A, Kap. 1 zurückgekommen werden wird.

Auſser den erwähnten Vorſichtsmaſsregeln wird noch gewöhnlich die in Anwendung gebracht, ein gemiſchtes Mauerwerk ſtärker zu machen, als ein gleichförmig regelmäſsiges. Häufig hält man den Mauerkern ſo ſtark, daſs er für ſich allein der gegebenen Beanſpruchung genügen würde.

Die Feſtigkeit der gemiſchten Mauerkörper wird weſentlich vergröſsert, wenn man in Zwiſchenräumen Schichten von regelmäſsigem Material ganz durchgehen läſſt, wie dies auch für ordinäres Bruchſteinmauerwerk empfohlen wurde (ſiehe Art. 78, S. 65).

83. Quaderverblendung.

Auſser durch Anordnung einer genügenden Anzahl eingreifender Binder iſt zwiſchen der Quaderverblendung und einem aus regelmäſsigen Steinen beſtehenden Mauerkern eine innige Verbindung nur dann zu erzielen, wenn eine Schicht der Verblendung einer Anzahl von Schichten der Hintermauerung genau entſpricht, ſo daſs alſo alle Lagerfugen der Verblendung horizontal durch den ganzen Mauerkörper hindurch gehen. Bei Hintermauerung mit nur lagerhaften oder ordinären Bruchſteinen iſt Aehnliches anzuſtreben.

Die Quaderverblendungen können entweder auf beiden Seiten der Mauer vorhanden ſein oder nur auf einer; ſie können entweder aus vollſtändigen Quadern oder nur aus Platten beſtehen.

Iſt die Quaderverblendung auf beiden Häuptern der Mauer auszuführen, ſo werden dann die Verbandanordnungen anwendbar, wie wir ſie bei den Hohlmauern aus Backſteinen als Käſtelverbände kennen gelernt haben (ſiehe Fig. 147 bis 151, S. 52). Die Feſtigkeit ſolcher Mauern wird beſonders groſs, wenn die Mauerdicke und die Steinlängen es geſtatten, die Binder als Durchbinder oder Ankerſteine durch die ganze Mauer hindurch reichen zu laſſen (Fig. 197). Vermehrt kann die Feſtigkeit noch werden, wenn eines der im 3. Kapitel zu beſprechenden künſtlichen Verbindungsmittel in Anwendung gebracht wird. Dieſe letzteren gebraucht man auch mit demſelben Nutzen, wenn Ankerſteine durch an einander zu ſtoſsende kleinere Stücke erſetzt werden müſſen, oder wenn die Binder nur bis zur gegenüber liegenden Läuferreihe reichen.

Wird eine Quaderverblendung nur an einem Mauerhaupte ausgeführt, ſo wird man, je nach den Mitteln oder Umſtänden, mehr oder weniger Binder in Anwendung bringen. Als genügend feſt betrachtet man in der Regel einen Verband, bei welchem in jeder Schicht der Verblendung zwiſchen

Fig. 197.

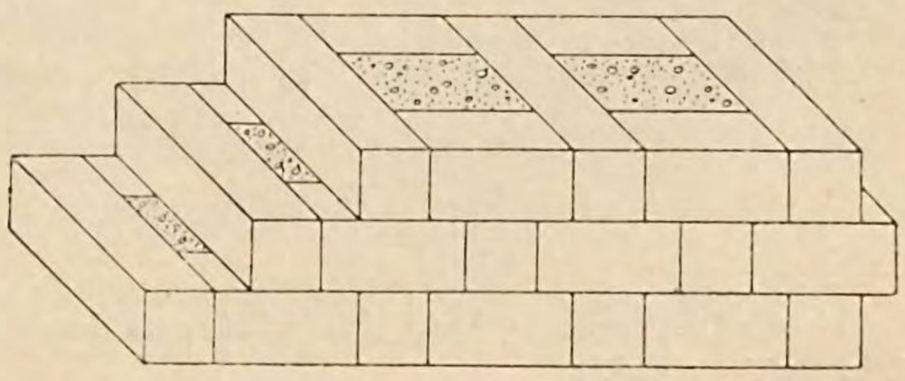


Fig. 198.

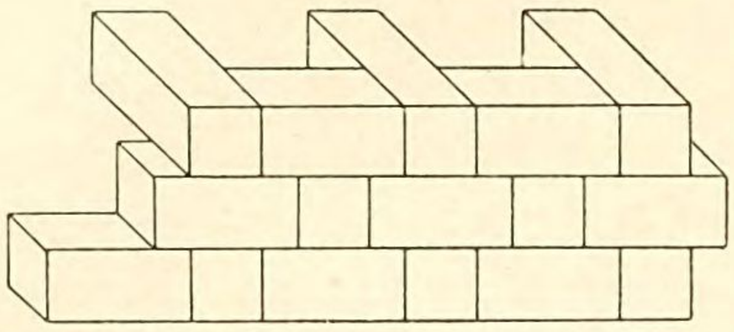


Fig. 199.

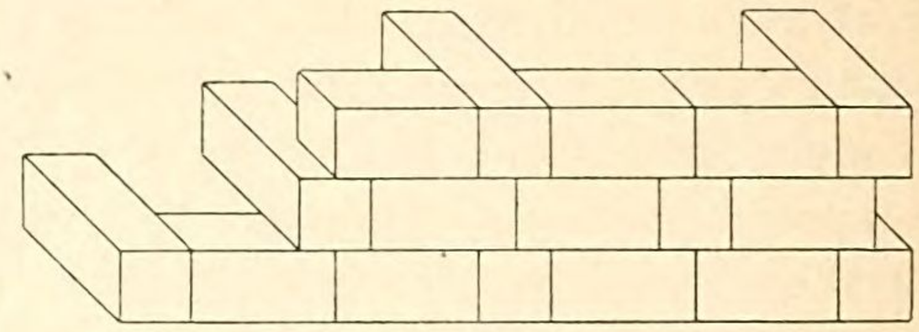
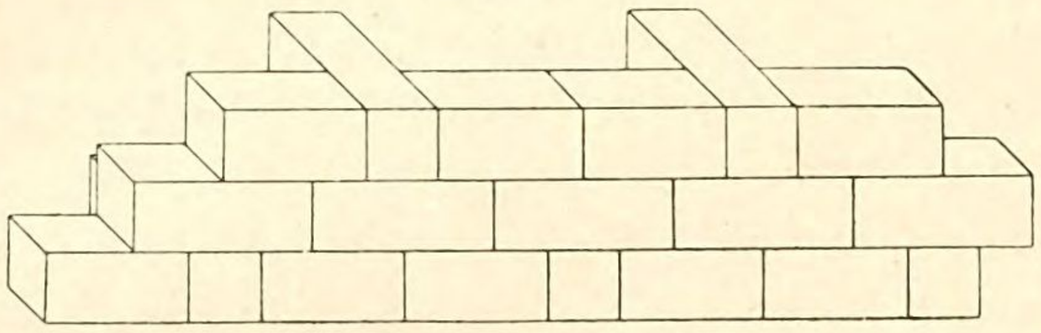


Fig. 200.



zwei Läufern ein Binder liegt, alſo den polniſchen Verband (Fig. 198). Verbände von geringerer Feſtigkeit zeigen in abſteigender Linie Fig. 199 u. 200 [37]). Für Verblendungen mit Hauſteinplatten empfiehlt ſich beſonders der in Fig. 201 u. 202 dargeſtellte Verband. Die Lage der Binder kann auch bei dieſen Anordnungen durch künſtliche Verbindungsmittel geſichert werden.

Fig. 201.

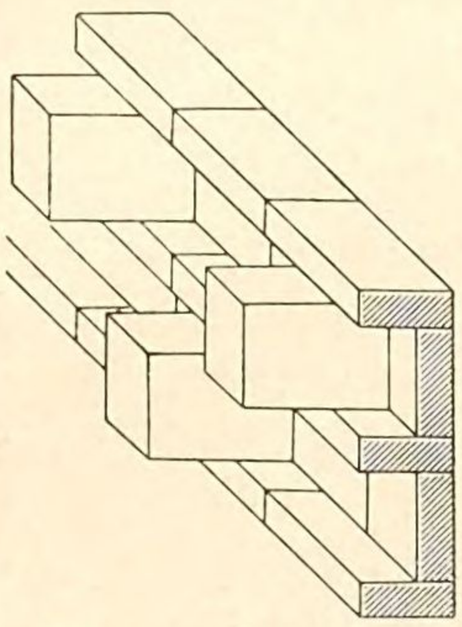
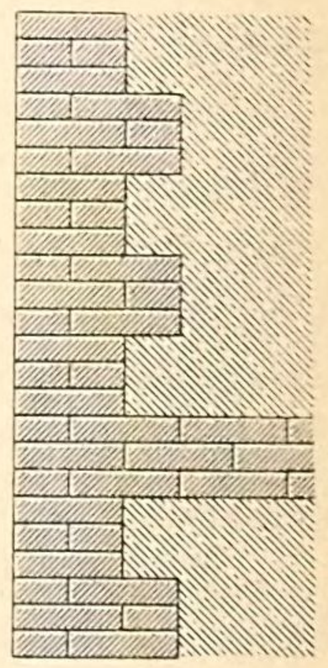


Fig. 202.

Fig. 203.



84. Verblendung mit Backſteinen.

Erhalten die Mauern bei geringeren Stärken auf beiden Seiten Verblendung mit Backſteinen, ſo eignen ſich ebenfalls die Anordnungen des Käſtelmauerwerkes. Bei gröſseren Mauerſtärken und einſeitiger Verblendung kommt namentlich der polniſche Verband zur Anwendung (Fig. 204). Doch iſt derſelbe eigentlich nur geeignet, wenn der Mauerkern aus Beton oder ſehr kleinſtückigen Bruchſteinen beſteht. Bei gröſseren Bruchſteinen iſt eine gleichmäſsige Auflagerung der eingreifenden Binderköpfe nur ſchwer herbeizuführen und deſshalb bei der geringen Dicke der Backſteine ein Abbrechen derſelben zu befürchten, wodurch natürlich der Zweck

Fig. 204.

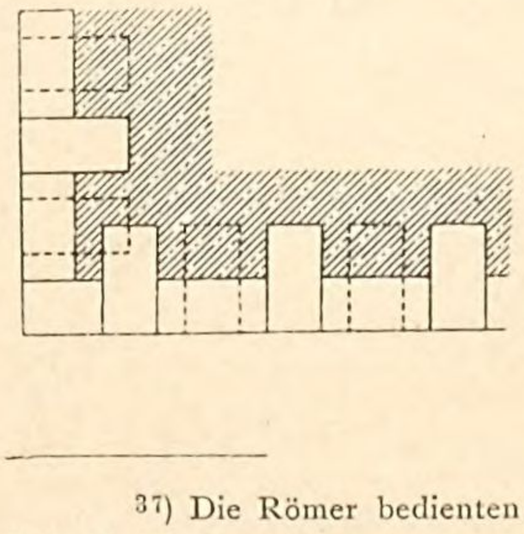


Fig. 205.

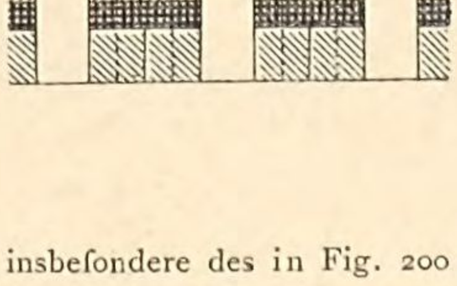


Fig. 206.

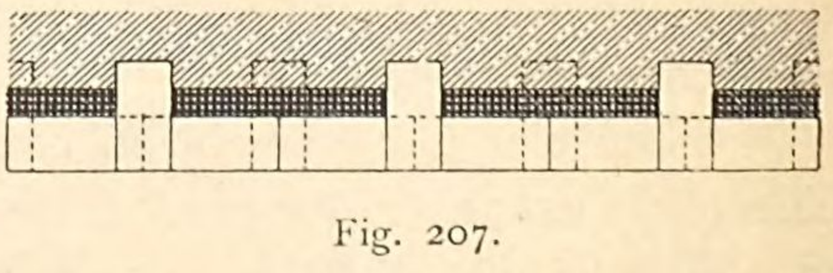
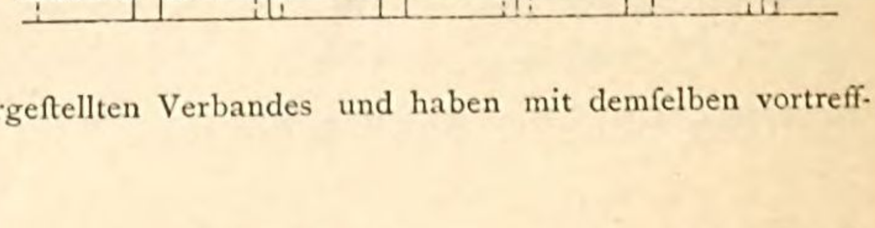


Fig. 207.



37) Die Römer bedienten ſich insbeſondere des in Fig. 200 dargeſtellten Verbandes und haben mit demſelben vortreffliche Reſultate erzielt.

der Verbindung verloren geht. Mehr zu empfehlen ift für diefen Fall die Herftellung einer ftärkeren Verblendung von wechfelnder Dicke (Fig. 203), wobei alfo eine Verzahnung in der ganzen Ausdehnung der Mauer ausgeführt wird.

Die Verblendung kann auch mit Luftfchicht hergeftellt werden, wie Fig. 205 bis 207 zeigen. Bei Backftein-Rohbauten empfiehlt fich für die $^1/_2$ Stein ftarke Verblendung mit Luftfchicht der Binderverband (Fig. 205). Fig. 207 ftellt eine Verblendung mit hochkantig geftellten Steinen dar.

Die Verblendung von Backfteinmauern mit feinen Verblendfteinen wird in Abth. III, Abfchn. 1, A, Kap. 2 behandelt werden.

85. Stein-Fachwerk.

Das Stein-Fachwerk leidet an demfelben Uebelftand wie die Mauerverblendung, dem nämlich, dafs fich die verfchieden gebildeten Theile ungleich fetzen und fich von einander trennen können. Man fucht diefem Nachtheil in der Regel durch eine Verzahnung zu begegnen; doch ift darauf zu fehen, dafs die Zähne keine zu geringe Höhe und keine zu grofse Länge erhalten, weil fie fonft leicht abbrechen. Ferner ift bei den Verzahnungen ebenfalls wieder, wie bei den Verblendungen, ftreng darauf zu achten, dafs die Lagerfugen der gröfseren Steine in der ganzen Mauer fortlaufen, was allerdings nur bei regelmäfsigem oder lagerhaftem Mauermaterial erreichbar ift (Fig. 208 u. 209). Bei ganz unregelmäfsigen Bruchfteinen

Fig. 208.

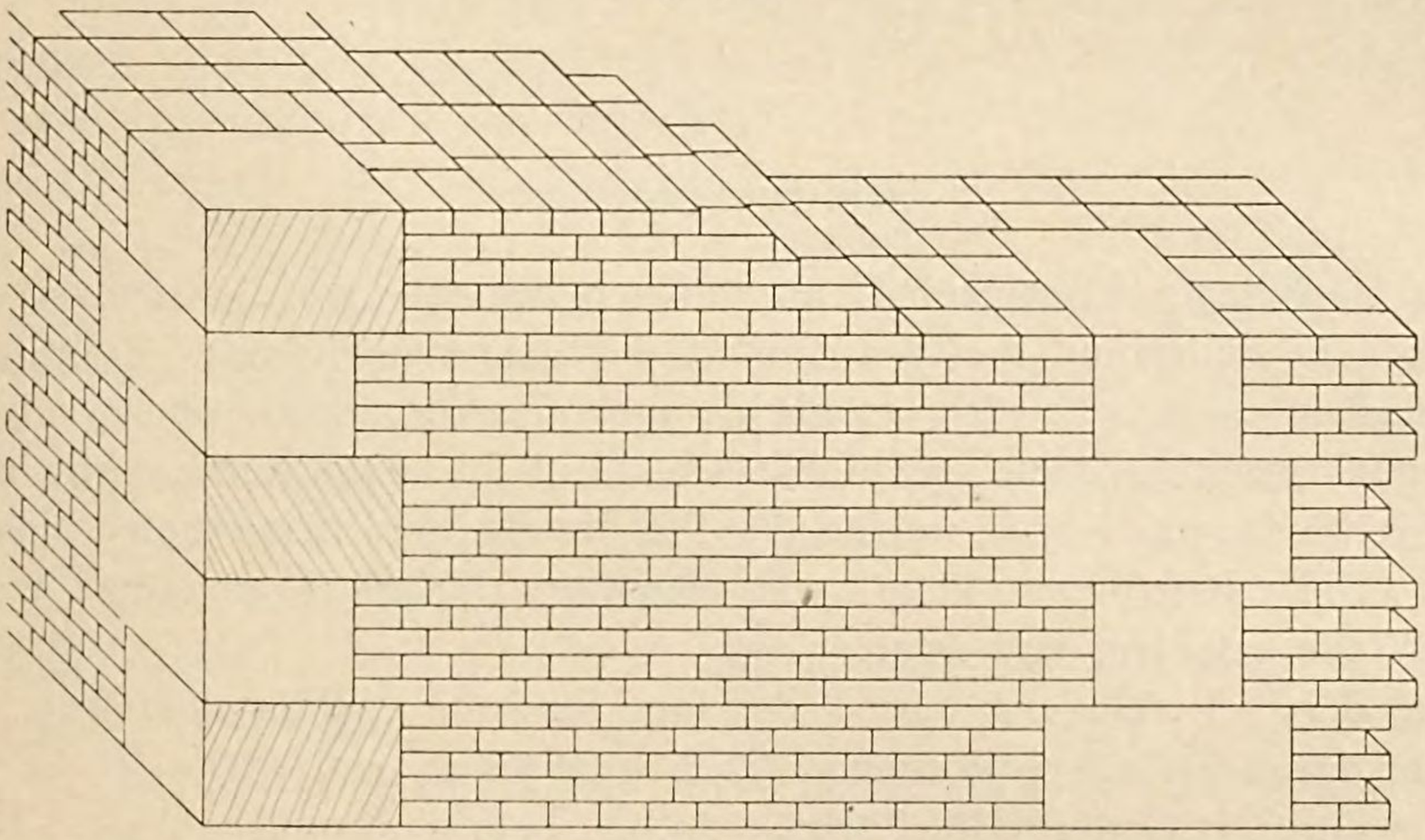


Fig. 209.

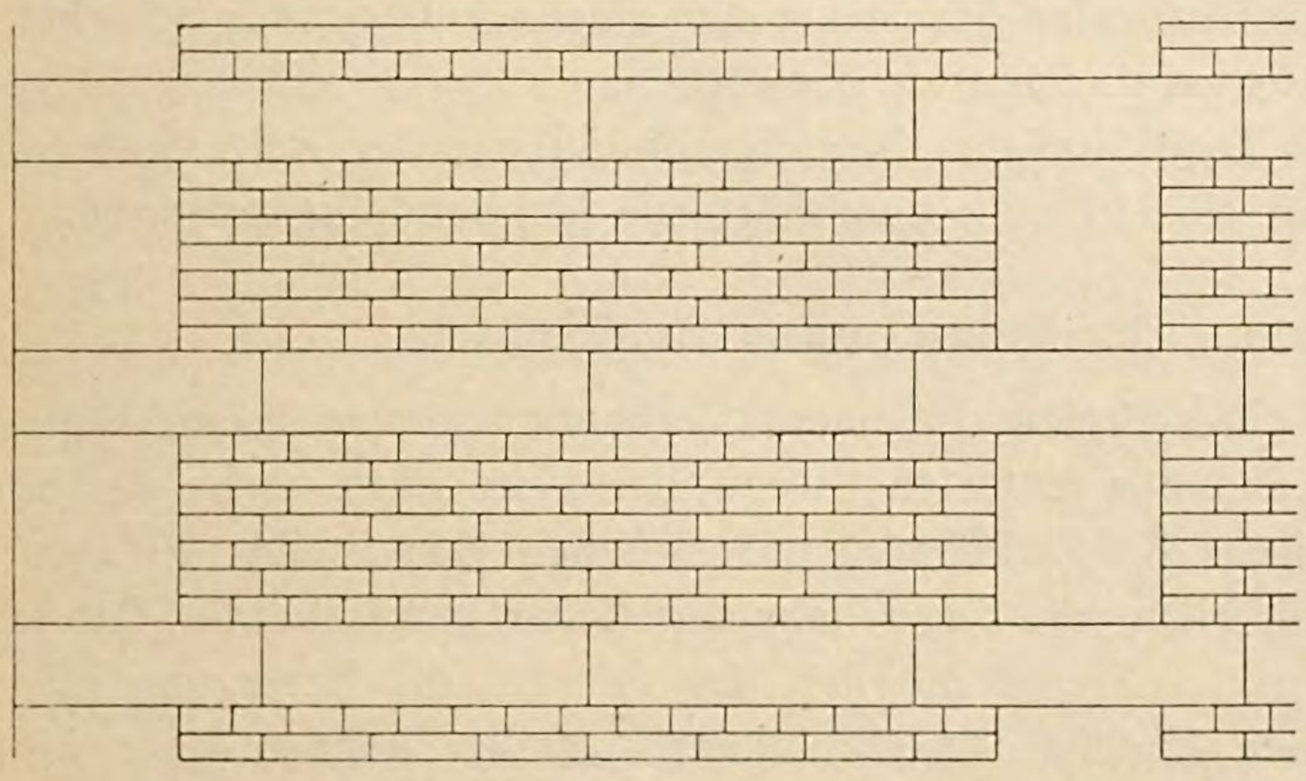


Fig. 210.

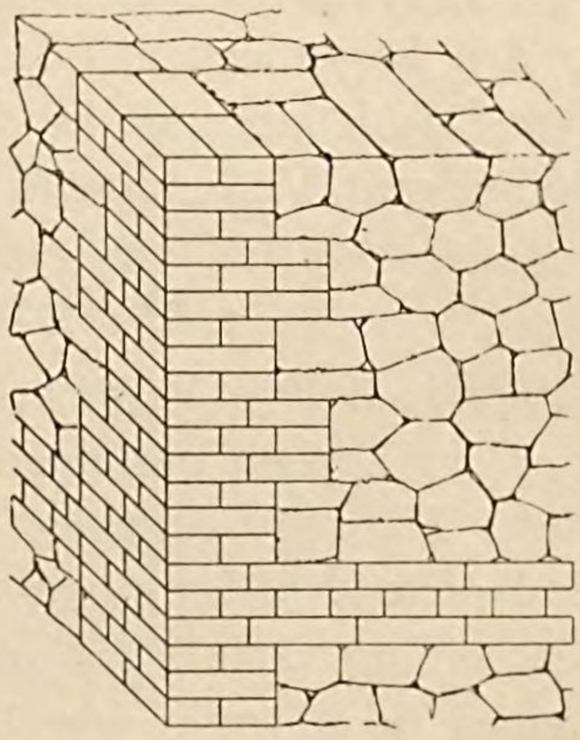


Fig. 211.

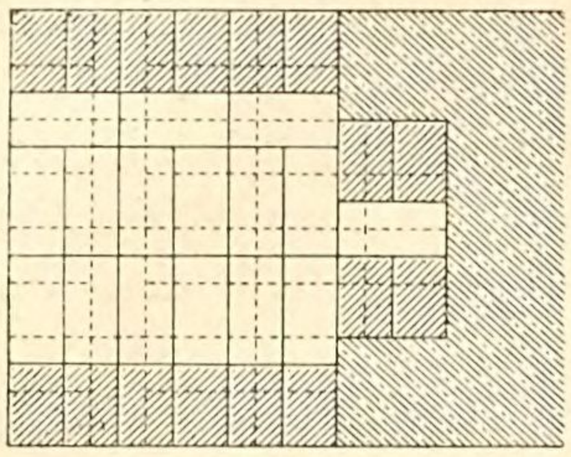
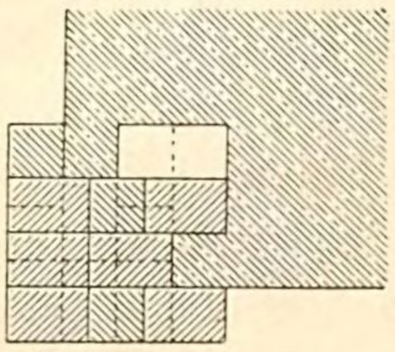


Fig. 212.



ift eine abfatzweife Ausgleichung einzuführen und dann die fchon erwähnte, den Abfätzen entfprechende Durchführung von Schichten aus regelmäfsigem Material von Vortheil (Fig. 210). Bei Backfteinen darf die Verzahnung niemals nur eine Schicht ftark werden, fondern immer aus mehreren Schichten beftehen. Trotzdem werden fich bei hohen Mauern, namentlich wenn diefelben nicht in die erwähnten Höhenabtheilungen zerlegt find, Trennungen zwifchen den verfchiedenen Theilen ergeben, auch wohl die Verzahnungen abgefprengt werden. Defswegen fieht man in folchen Fällen wohl auch von den Verzahnungen ganz ab und läfft die Mauertheile in verticalen Nuthen in einander greifen, fo dafs fich diefelben unabhängig bewegen können. Es ift dies allerdings nur bei dicken Mauern ausführbar (Fig. 211); auch follten die aus regelmäfsigerem Material hergeftellten Partien vor den anderen vorfpringen, um die Anfchlufsfuge zu decken (Fig. 212).

In ähnlicher Weife hat man auch beim Anfchlufs neuer Mauertheile an alte im Allgemeinen zu verfahren. Verzahnungen find dabei nicht zu empfehlen.

---

3. Kapitel.

Steinverbindung.

Zur Herftellung feffer Stein-Conftructionen benutzt man die Steinverbände und in den meiften Fällen mit diefen combinirt die Steinverbindungen. Praktifche Rückfichten machen es zumeift nicht möglich, durch die Verbandanordnung allein ifolirte Bewegungen einzelner Steine auszufchliefsen. Um folche zu verhindern, zieht man die Steinverbindungen hinzu, welche die Befeftigung der Steine unter einander bezwecken. Diefe Befeftigung kann, wie fchon im 1. Kapitel angeführt wurde, auf dreierlei Weife erfolgen, und zwar:

a) durch Verbindung mittels der fog. Bindemittel (Mörtel etc.);
b) durch befondere Formung der Fugenflächen, und
c) durch befondere Hilfsftücke.

Diefe Verbindungen können entweder die Befeftigung der Steine innerhalb einer Schicht (in den Stofsflächen) oder der Steine auf einander folgender Schichten (in den Lagerflächen) oder Beides gleichzeitig bezwecken.

Das letztere ift in der Regel bei den Mörtelverbindungen der Fall, während die anderen Verbindungsarten einzeln oder combinirt zur Verwendung gelangen.

a) Verbindung der Steine durch Bindemittel.

86. Aufgabe der Bindemittel.

Die ifolirte Bewegung eines Steines in einem Verbandmauerwerk, ein Gleiten oder ein Drehen derfelben kann nur eintreten, wenn der Platz dazu vorhanden ift. Diefer Platz ift gegeben durch die Zwifchenräume zwifchen den Steinen (Fugen). Sind diefe Zwifchenräume fehr klein, die Fugen fehr eng (fcharf), was bei forgfältiger Bearbeitung oder Fabrikation der Steine möglich ift, fo wird die Bewegung eines Steines unabhängig von feinen Nachbarn nur minimal ausfallen können. Sie wird

aber ganz verhindert, auch bei gröfseren Zwifchenräumen, wenn diefelben mit einem Stoff von geeigneter Befchaffenheit ausgefüllt werden. Solche Stoffe find die fog. Bindemittel, durch welche alfo zunächft die Unverrückbarkeit der Steine erzielt wird, woraus eine Erhöhung der Feftigkeit des Verbandmauerwerkes fich ergiebt. Unverrückbarkeit würde allerdings fchon eintreten, wenn die Fugen zwifchen den Steinen nur an einzelnen Stellen durch feite Körper fcharf ausgefüllt werden. Erfolgt aber die Ausfüllung in der ganzen Ausdehnung der Fugen, fo ergiebt fich eine weitere Erhöhung der Feftigkeit der Lagerung der Steine durch die vergröfserte Reibung zwifchen den Steinflächen, da diefe mit der Gröfse der Berührungsflächen wächst. Es folgt daraus aber auch, dafs es unbedingt zweckmäfsig ift, nicht blofs einzelne Fugen, fondern alle Fugen, und zwar vollftändig zu füllen. Dazu gehört aber, dafs das Bindemittel fich leicht in die Fugen bringen läfft und anfänglich weich ift, damit es fich an alle Unebenheiten der Steine eng anfchliefsen könne. Dadurch erhält man aber einen ferneren Vortheil für die Conftruction, nämlich den einer gleichmäfsigen Druckvertheilung in derfelben, die nicht mehr nur durch einzelne vorfpringende Punkte vermittelt wird, fondern in der ganzen Ausdehnung der Lagerflächen ftattfindet. Es mufs dabei das Bindemittel indefs der Bedingung Genüge leiften, dafs es, einmal comprimirt, fich nicht weiter zufammendrücken läfft.

Den bisher erwähnten Eigenfchaften, die von einem für die Füllung von Fugen geeigneten Bindemittel verlangt werden müffen, genügen aufser den Mörteln auch Moos und einige Erdarten, welche letzteren Stoffe denn auch in dem angedeuteten Sinne Verwendung finden bei den fog. Trocken- oder Feldmauern.

Viele Bindemittel, die fog. Mörtel, befitzen nun aber noch eine weitere fehr werthvolle Eigenfchaft, nämlich die, aus einem weichen, halb flüffigen Zuftand in einen ftarren überzugehen und dabei feft an den Steinflächen zu adhäriren, fo dafs eine Zufammenkittung der Steine erfolgt. Es find dies Bindemittel im wahren Sinne des Wortes, über welche fchon in Theil I, Band 1 diefes »Handbuches« (Abth. I, Abfchn. 1, Kap. 3: Die Mörtel und ihre Grundftoffe) das Nöthige mitgetheilt worden ift, und die dort in chemifche und mechanifche Mörtel eingetheilt wurden. Die Mauerwerke, welche mit Hilfe der chemifchen Mörtel (Kalk-, Cement-Gyps-Mörtel) hergeftellt werden, nennt man im gewöhnlichen Leben gemörtelte oder gefpeiste[38]) Mauern.

Die mechanifchen Mörtel (Lehm, Chamotte, Kitte, Afphalt, Schwefel, gefchmolzenes Blei, Lothe etc.) haben untergeordnetere Bedeutung und finden nur aus fpeciellen Veranlaffungen Verwendung. Auch bei den chemifchen Mörteln ergiebt fich faft immer nur eine mechanifche Verbindung mit den Steinflächen, durch Adhäfion und Eindringen in die Poren.

Auf die weitere Bedeutung vieler Mörtel als Mittel zur Dichtung der Fugen gegen das Eindringen von Feuchtigkeit fei hier nur vorläufig hingewiefen. Eben fo ift es hier nicht am Platze, auf das Specielle der Anwendung der verfchiedenen Mörtel bei den verfchiedenen Steinmaterialien (auf das Mauern) einzugehen; dagegen müffen fchon hier die für alle Materialien giltigen Principien der Anwendung erörtert werden.

87. Grundfatz für chemifche Mörtel.

Die chemifchen Mörtel, wenigftens die Kalk- und die Cement-Mörtel, werden in der Regel mit einem Zufatz von Sand oder einer anderen Füllfubftanz bereitet.

38) Die Bezeichnung Mauerfpeife oder Speifs wird vielfach für Mörtel verwendet.

Beim Cement wird der Sand zugefetzt der Erfparnifs und leichteren Verwendung wegen; beim Kalk ift er nothwendig, um im Mörtel die genügende Porofität für das Eindringen der atmofphärifchen Luft und damit ausreichende Säuerung des Aetzkalkes mit Kohlenfäure, möglichft vollftändige Umbildung des Aetzkalkes in kohlenfauren Kalk zu erzielen. Auch ift der Sandzufatz nöthig, um genügende feite Körperflächen zu haben, an welche der fich bildende kohlenfaure Kalk feft fich anlegen kann. Ohne Sandzufatz wirkt der Kalkteig nur druckausgleichend zwifchen den Steinen.

Nach *Hauenfchild* (fiehe Theil I, Band 1 diefes »Handbuches«, Art. 101, S. 153) entfpricht die Menge Bindeftoff, welche dem Sande zur Mörtelbildung zuzufetzen ift, der Menge von Flüffigkeit, welche vom Sand unter normalen Verhältniffen capillar zurückgehalten werden kann. Es ift dies ein Minimum des Kalkzufatzes, welches aber bei ungenügendem Luftzutritt für rafchere Verfeftigung des Mörtels günftiger wirken kann, als ein reichlicherer Zufatz[39]). Im Allgemeinen ift aber zur Erzielung gröfster Feftigkeit vollkommene Füllung aller Zwifchenräume zu verlangen. Dies gilt auch vom Beton, bei deffen groben Füllmaffen übrigens die Capillarität zwifchen denfelben nur fehr gering fein kann. Man hat daher zur Herftellung eines guten Betons alle Steinbrocken deffelben vollftändig mit Bindeftoff zu umhüllen; ein Mehr würde nicht nützlich fein. Alle Zwifchenräume follen eben nur ausgefüllt werden, was allerdings wegen der Körperlichkeit des Bindeftoffes einen Ueberfchufs an folchem über die gemeffene Summe der Zwifchenräume der Steinbrocken ohne Bindeftoff verlangt.

Derfelbe Grundfatz ift aber auch für die Bildung von Mörtelmauerwerk aufzuftellen; nur dafs bei diefem felbftverftändlich die Mauerhäupter von der Benetzung mit Mörtel auszufchliefsen find. Ein fo hergeftelltes Mauerwerk nennt man fcharf gemauert. Die Menge des nothwendigen Mörtels ergiebt fich dann als Summe der Zwifchenräume, der Fugen, für welche das zuläffig geringfte Mafs anzunehmen ift. Diefes geringfte zuläffige Mafs, die Fugendicke, ift aber abhängig von der Befchaffenheit der Fugenflächen und des Mörtels.

88. Fugendicke.

Je ebener die Fugenflächen und je feinkörniger die Füllfubftanz des Mörtels ift, um fo enger wird man die Fugen machen können. Beides hat aber feine untere Grenze, da durch Uebertreibung der Wirkfamkeit des Mörtels gefchadet werden kann. An glatten Flächen haftet der Mörtel meiftens fchlechter, als an etwas rauhen; ftaubartiger Sand ift für die Mörtelbereitung untauglich; er foll immer ein gut fühlbares, fcharfeckiges Korn befitzen.

Die Dicke der Fugen ift auch von der Geftalt der Steine und der Art des Steinmaterials abhängig. Eben fo wird man zwifchen Lagerfugen und Stofsfugen einen Unterfchied machen können.

Bei der Dimenfionirung der Mauerziegel wird auf die Dicke der Fugen fchon Rückficht genommen; fo ift beim deutfchen Normal-Ziegelformat (fiehe Art. 21, S. 20) die Dicke der Stofsfugen auf 10 mm feft gefetzt, während die der Lagerfugen in der Regel etwas ftärker angenommen werden mufs, nämlich zu ca. 12 mm, wobei dann auf 1 m Höhe 13 Schichten kommen. Abgefehen von der dadurch erzielten Bequemlichkeit für die Maffenberechnung ift die gröfsere Lagerfugendicke defswegen häufig nothwendig, weil die Steine gewöhnlich etwas verfchieden dick und öfters

39) Siehe auch: HAUENSCHILD, H. Zur Frage der Erhärtung des Kalkmörtels. Notizbl. des Ziegler- und Kalkbrenner-Ver. 1881, Nr. 1, S. 68.

etwas über 65 mm ſtark ſind, und man daher einigen Spielraum braucht, um die Oberkante der Steine in eine Horizontale bringen zu können. Bei den ſorgfältig zubereiteten Verblendſteinen und feinſandigem Mörtel wird man dagegen bis zu 6 bis 8 mm herabgehen dürfen, während als oberſte Grenze für ordinäre Backſteine 15 mm anzunehmen wäre. Bei einer dicken Fuge wird wohl eine gleichmäſsige Druckvertheilung zu erwarten ſein, aber auch ein ſtarkes Setzen des Mauerwerkes durch Compreſſion und Schwinden des Mörtels. Wenn die Römer bei ihren Ziegelbauten Fugen von 25 bis 50 mm Dicke anwendeten, ſo war dies wohl nur in Folge ihres raſch bindenden Puzzolan-Mörtels zuläſſig.

Auch bei Mauerwerken aus bearbeiteten natürlichen Steinen iſt bei Feſtſtellung der Dimenſionen auf die Fugendicke Rückſicht zu nehmen, wenigſtens auf die der Lagerfugen, die der gleichmäſsigen Druckvertheilung wegen bei Verwendung von Mörtel nicht unter 5 bis 6 mm dick zu machen ſind, ſonſt aber auch nicht über 12 mm. Die Stoſsfugendicke ſucht man im Allgemeinen möglichſt knapp zu halten und kann dann, wenn man dieſelben nach innen zu ſich etwas erweitern läſſt, bis zu 3 mm im Haupt herabgehen.

Bei Mauerwerk aus unregelmäſsigen Bruchſteinen iſt natürlich die Fugendicke von der Form der Steine abhängig; doch dürfte hier, wie bei den Ziegeln, ebenfalls eine obere Grenze von 15 mm feſt zu halten ſein. Gröſsere Höhlungen ſind mit Zwickern auszufüllen.

89. Vorſichtsmaſsregeln.

Mit einem Mörtel wird ſich nur dann die beabſichtigte Wirkung vollkommen erzielen laſſen, wenn gewiſſe Vorſichtsmaſsregeln bei der Verwendung beobachtet werden. Dahin gehören Reinigen der Steinflächen, Näſſen mancher Steinarten, Nichtſtören des Abbindens des Mörtels und Verwendung von friſchem Mörtel.

Vollkommene Adhäſion zwiſchen Mörtel und Stein kann nur eintreten, wenn keine fremden Körper zwiſchen ihnen ſich befinden, an welche der Mörtel ſich anlegen kann. Solche, wie Staub, Verunreinigungen mit Erde etc., ſind daher ſtets vor dem Vermauern von den Steinen zu entfernen, am vollſtändigſten durch Wegſchwemmen mit Waſſer.

Dadurch wird zugleich bei vielen Steinen etwas Anderes, eben ſo Wichtiges erreicht, nämlich ein gewiſſer Feuchtigkeitsgrad der Steine, welcher bewirkt, daſs dem Mörtel nicht zu raſch ſein Waſſergehalt entzogen wird; denn der Erhärtungsproceſs eines chemiſchen Mörtels kann nur dann genügend vor ſich gehen, wenn derſelbe einige Zeit eine ausreichende Feuchtigkeit behält. Bei poröſen oder thonhaltigen Steinen, ſo wie bei Mauerziegeln, wenn ſie nicht ſehr ſcharf gebrannt ſind, iſt das erwähnte Annäſſen der Entfernung des Staubes wegen noch nicht ausreichend; ſondern es wird bei ihnen eine ſtärkere Durchfeuchtung durch Begieſsen oder Eintauchen nothwendig. Dagegen kann bei dichten Steinen und Klinkern ein ſtärkeres Annäſſen ſchädlich ſein.

Sind die Steine einmal in ihr Mörtelbett gelegt, ſo dürfen ſie nicht wieder verrückt oder erſchüttert werden, weil der Mörtel nur einmal abbindet, was in Berührung mit dem Stein in dünner Schicht ziemlich raſch vor ſich geht. Ein zweites Mal gehen die meiſten Mörtel mit dem Stein keine Verbindung ein. Man muſs ſich daher beſtreben, die Steine raſch in die richtige Lage zu bringen und ſie in dieſer zu belaſſen. Deſshalb iſt auch das manchen Orts beliebte Zurichten der Schichtſteine oder Bruchſteine auf der Mauer entſchieden verwerflich. Eben deſshalb iſt es auch ſchwierig, bei Mauern aus ſchweren, mühſam verſetzbaren Quadern eine

wirkliche Mörtelverbindung zu erzielen, und man hat daher bei dieſen den Mörtel mehr als Füllmaterial für die Fugen zu betrachten.

Wünſcht man eine feſte Mörtelverbindung, ſo iſt es aus dem eben angegebenen Grunde unbedingt nothwendig, dann, wenn man gezwungen iſt, einen ſchon verſetzten Stein wieder zu verrücken oder aufzuheben, den früheren Mörtel ſorgfältig zu beſeitigen und durch neuen zu erſetzen. Wegen des raſchen Abbindens der chemiſchen Mörtel, namentlich der Cemente und des Gypſes, darf man auch nur verhältniſsmäſsig geringe Quantitäten auf einmal zubereiten, d. h. nur ſo viel, als man in der Zeit vom Anmachen bis zum vollendeten Abbinden zu verwenden im Stande iſt. Es gilt dies auch für die Kalkmörtel, die man deſswegen nicht über Nacht unverwendet und, wenn dies nicht zu umgehen iſt, wenigſtens nicht ohne gewiſſe Schutzmaſsregeln ſtehen laſſen ſollte.

90. Schädigung durch Hitze und Froſt.

Ueber dieſe Dinge, über die Eigenſchaften, die ein guter Mörtel haben ſoll, über die verſchiedenen Arten und die Zubereitung derſelben findet ſich das Nähere in Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches« (Abth. I: Die Technik der wichtigeren Bauſtoffe). Es mag jedoch hier noch darauf aufmerkſam gemacht werden, daſs extreme Luft-Temperaturen die Mörtelverbindung eines Mauerwerkes weſentlich ſtören können. In heiſser Witterung hergeſtelltes Mauerwerk, namentlich von dünnen Wänden, ſo wie ſchnell künſtlich getrocknetes Gemäuer erhält nur geringe Feſtigkeit, in Folge zu raſcher Entziehung der Feuchtigkeit oder in Folge zu raſcher Erhärtung der äuſseren Mörteltheile und dadurch herbeigeführter Minderung der Poroſität [40]). Froſt wird den Entſtehungsproceſs einer Mörtelverbindung ganz zerſtören oder wenigſtens verzögern [41]).

Wo Bauausführungen bei Froſtwetter nicht zu umgehen ſind, muſs man beſondere Maſsregeln treffen, die aber entſprechende Koſtenvermehrung verurſachen [42]).

91. Feſtigkeit von Mörtelmauerwerk.

Je homogener ein Stoff in ſeiner Subſtanz iſt, um ſo gröſsere Feſtigkeit wird er verhältniſsmäſsig beſitzen. Ein Mauerwerk iſt nun keine homogene Maſſe, da die einzelnen Stücke deſſelben durch die Fugen getrennt werden. Durch die Ausfüllung der Fugen mit Mörtel wird nun allerdings eine gröſsere Homogenität erzielt; aber immerhin iſt ohne Weiteres anzunehmen, daſs ein ſolches Mauerwerk weniger feſt ſein wird, als der einzelne Stein für ſich. Im Mauerwerk haben wir eine Verbindung von Körpern verſchiedener Feſtigkeit, in welcher die Druckvertheilung ungleichmäſsiger iſt, als in den Steinen und dem Mörtel für ſich allein. Es wird dies durch die Erfahrung beſtätigt.

Böhme ſagt hierüber [43]): »Namentlich werden — wenn das Bindematerial härter als der Stein iſt — die Stoſsfugen die Zerſtörer ſein, indem der darauf liegende Stein nicht zerdrückt wird, ſondern zerbricht. Iſt aber das Bindemittel weniger feſt, ſo wird an den Stellen, wo der Mörtel in groſser Menge vorhanden iſt (z. B. in den Stoſsfugen), derſelbe früher zerſtört werden als der Stein; der Druck geht alsdann auf eine kleinere Fläche über, beanſprucht alſo die Flächeneinheit höher, und die übrigen Steine werden dadurch ebenfalls ſchneller zerſtört werden müſſen. — Stellt man dagegen einen Mauerklotz her, der aus genau bearbeiteten Steinen in gutem Cementmörtel ohne Verband (frei von Stoſsfugen) gemauert iſt, ſo ergeben ſich bedeutend günſtigere Reſultate; ja es iſt ſogar vorgekommen, daſs ein ſolcher Mauerklotz mehr Widerſtandsfähigkeit lieferte, als ein einziger Stein von der Gattung, aus welcher der Mauerklotz hergeſtellt war.«

---

40) Ausführlicheres hierüber ſiehe in: Gottgetreu, R. Phyſiſche und chemiſche Beſchaffenheit der Baumaterialien. II. Bd. 3. Aufl. Berlin 1881. S. 269 u. ff. — Vergl. auch im Folgenden Abth. III, Abſchn. 1, A, Kap. 2.

41) Siehe hierüber: Hauenschild, H. Zur Frage der Erhärtung von Kalkmörtel. Notizbl. des Ziegler- und Kalkbrenner-Ver. 1881, Nr. 1, S. 68.

42) Ueber die Ausführung eines Brückenbaues bei Froſtwetter ſiehe: Deutſche Bauz. 1880, S. 74. — Desgl. über die Ausführung des Bahnhofes Friedrichsſtraſse in Berlin: Baugwks.-Zeitg. 1885, S. 35.

43) In: Die Feſtigkeit der Baumaterialien. Berlin 1876. S. 9.

Verbandmauerwerk iſt nun ohne Stoſsfugen nicht herſtellbar (höchſtens bei ſchwachen Hauſteinpfeilern), ſo daſs die Verſuche, welche mit Mauerklötzen hergeſtellt wurden, die nur Lagerfugen hatten, für die Praxis eigentlich keine Bedeutung haben. Leider iſt die Unterſuchung von gröſseren Mauerkörpern aus Verbandmauerwerk mit groſsen Schwierigkeiten verknüpft, ſo daſs ſolche bis jetzt wenig ausgeführt worden ſind. Für Mauerziegel liegt jedoch eine von *Böhme* mitgetheilte längere Verſuchsreihe vor[44]). Von derſelben ſollen hier die Schluſsreſultate wiedergegeben werden, aus welchen ſich der weſentliche Einfluſs des Mörtels auf die Feſtigkeit des Mauerwerkes ergiebt.

Wenn mit δ die Feſtigkeit des gemauerten Würfels und mit δ_1 die zuläſſige Belaſtung derſelben bei 10-facher Sicherheit in Procenten der Feſtigkeit der unvermauerten Steine bezeichnet wird, ſo betragen dieſe Werthe bei den angeführten Mörtelmiſchungen:

Feſtigkeit	Mörtelmiſchung:			
	I. 1 Theil Kalk, 2 » Sand.	II. 7 Theile Kalk, 1 Theil Cement, 16 » Sand.	III. 1 Theil Cement, 6 » Sand.	IV. 1 Theil Cement, 3 » Sand.
δ	44	48	55	63
δ_1	4,4	4,8	5,5	6,3
	Procent.			

Unter Benutzung dieſer Werthe von δ_1 und der aus vielen Verſuchen gefundenen Mittelwerthe für die Druckfeſtigkeit der verſchiedenen Backſteinſorten hat *Böhme* über die zuläſſige Belaſtung eines aus denſelben hergeſtellten Verbandmauerwerkes folgende Tabelle aufgeſtellt:

Art der Steine	Mittlere Druckfeſtigkeit der unvermauerten Steine	Zuläſſige Belaſtung des Verbandmauerwerkes bei Mörtelmiſchung				Zuläſſige Belaſtung nach den Beſtimmungen des Berliner Polizei-Präſidiums		Bemerkungen
		I. $\delta_1 = 4{,}4$ Proc.	II. 4,8 Proc.	III. 5,5 Proc.	IV. 6,3 Proc.	Kalkmörtel	Cementmörtel	
Gewöhnliche Hintermauerungsſteine	206	9,1	9,8	11,3	13	8	—	
Beſſere Backſteine, Mittelbrand	258	11,4	12,4	14,2	16,3	—	11	
Klinkerſteine	379	16,7	18,2	20,8	24	—	14	
Poröſe Vollſteine	184	8,1	8,8	10,1	11,6	—	3 6	leicht gebrannt. hart gebrannt.
Poröſe Lochſteine . . .	84	3,7	4	4,6	5,3	—	—	
Lochſteine	194	8,5	9,3	10,7	12	—	—	
	Kilogramm pro 1 qcm.							

Mit Bruchſteinen ſind ähnliche Verſuche, wie es ſcheint, zwar noch nicht angeſtellt worden; doch wird man bei ihnen über die für Backſteine ermittelten Procentſätze (δ_1) der Feſtigkeit der unvermauerten Steine nicht hinausgehen dürfen, da

44) In: Thätigkeit der k. Prüfungs-Station für Baumaterialien im Jahre 1878: Zeitſchr. f. Bauw. 1880, S. 555.

die Geſtalt der Stücke mit in Rechnung zu ziehen iſt. *Böhme* giebt folgende Tabelle, deren Reſultate aber von ihm als hohe bezeichnet werden:

Bezeichnung der Bruchſteine	Mittlere Druckfeſtigkeit der unvermauerten Steine für die Würfelform	Zuläſſige Belaſtung	
		für platten- oder klotzförmige Werkſtücke ohne Mörtelverbindung	für Bruchſteinmauerwerk in Cementmörtel ($\delta_1 = 5{,}5$ Proc.)
	Kilogramm pro 1 qcm.		
Granit	1107	110	60
Porphyr	1302	130	72
Sandſtein	460	46	25
Quaderſandſtein	679	68	37
Sandſteinquarz	1523	152	84
Baſalt-Lava	391	39	21
Baſalt	1382	138	76

92. Mechaniſche Mörtel. War es bei den chemiſchen Mörteln im Allgemeinen nothwendig, die Steinflächen zu näſſen, ſo iſt das Umgekehrte bei den mechaniſchen Mörteln der Fall. Es ſind dieſelben in zwei Gattungen zu ſcheiden: in ſolche, die aus dem halb flüſſigen Zuſtande in Folge Austrocknens der mechaniſch beigemengten Flüſſigkeit in den feſten übergehen (Lehm, Chamotte etc.), und in ſolche, die geſchmolzen werden und durch Abkühlung erſtarren (Aſphalt, Blei, Schwefel etc.). Bei den erſteren würde das Näſſen der Steine, eben ſo wie eine zu groſse Feuchtigkeit des Mörtels (er braucht nur mit der Kelle verarbeitet und in die Fugen gebracht werden zu können) den Erhärtungs-Proceſs nur verzögern und ein ſtärkeres Schwinden und damit vermehrtes Setzen des Mauerwerkes verurſachen. Bei den letzteren würde dagegen vorhandene Feuchtigkeit ſogar ſchädlich (Verhinderung der Adhäſion) und unter Umſtänden (bei Blei) auch gefährlich für den Arbeiter werden können. Bei dieſen Bindemitteln iſt es daher angezeigt, die Steinflächen vor Feuchtigkeit zu ſchützen und etwa vorhandene durch Austrocknen zu beſeitigen.

Für Lehm, Chamotte u. dergl. Mörtel gelten in Bezug auf die zu verwendende Mörtelmenge und die Fugendicke dieſelben Grundſätze, wie bei den chemiſchen Mörteln; es iſt dieſelbe nach Möglichkeit einzuſchränken. Für die zu ſchmelzenden Bindemittel laſſen ſich in dieſer Beziehung keine allgemeinen Regeln aufſtellen.

93. Trockenmauerwerk. Trockene oder Feld-Mauern werden mit Hilfe von Moos und Erde hergeſtellt. Da es ſich hierbei nur um Ausfüllung der Zwiſchenräume und feſte Lagerung der Steine handelt, ſo muſs das Bindemittel trocken zur Anwendung gelangen, damit ein ſpäteres Schwinden und Setzen ausgeſchloſſen iſt. Unter Trockenheit iſt aber bei Erde nicht ſtaubartige Beſchaffenheit derſelben zu verſtehen; ſondern ſie muſs etwas plaſtiſch ſein und ſich noch gut in den Zwiſchenräumen durch Klopfen und Stampfen comprimiren laſſen, wozu bei geeignetem Material nur geringe Feuchtigkeit nothwendig iſt.

94. Wahl des Bindemittels. Die richtige Wahl eines Bindemittels für einen gegebenen Fall kann von groſser Wichtigkeit für den dauerhaften Beſtand eines Bauwerkes ſein. Es iſt hier nun nicht der Platz, auf dieſen Gegenſtand näher einzugehen, da hierüber einestheils ſchon in Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches« (Abth. 1: Die Technik der Bauſtoffe) verhandelt worden iſt, anderentheils dazu Veranlaſſung bei der Beſprechung der

einzelnen Conſtructionen vorliegt. Wir können uns daher hier mit allgemeinen Andeutungen begnügen.

Für die Wahl des Bindemittels kommen namentlich in Betracht: Beanſpruchungen durch die Conſtruction, Einflüſſe von Witterung, Feuchtigkeit, Temperatur und Benutzung des Bauwerkes, Einwirkung von Naturereigniſſen und benachbarten Nutzanlagen.

Werden Bautheile ſtark auf Zug oder Druck in Anſpruch genommen, ſo muſs ein Mörtel gewählt werden, der raſch eine eigene groſse Feſtigkeit erlangt (z. B. Portland-Cement), während bei anderen, weniger beanſpruchten Theilen ein Mörtel von geringerer Feſtigkeit oder ein ſolcher, der erſt langſam feſt wird (z. B. Luftkalkmörtel) genügen kann. Aehnlich verhält es ſich, wenn bei Mauerkörpern ſtarkes Setzen zuläſſig iſt oder nicht (in letzterem Fall wird man einen raſch erhärtenden, nicht ſchwindenden Mörtel verwenden müſſen), oder wenn Erſchütterungen durch Naturereigniſſe oder benachbarte Nutzanlagen zu erwarten ſind oder nicht. Häufig wiederkehrende Erſchütterungen können unter Umſtänden einen elaſtiſchen Mörtel zweckmäſsig erſcheinen laſſen (z. B. Aſphalt-Beton für Fundamentirung von Dampfmaſchinen, Dampfhämmern etc.). Die vorausſichtlichen Einflüſſe von Witterung und Feuchtigkeit verlangen einen Mörtel von entſprechenden, gewöhnlich einen ſolchen von hydrauliſchen Eigenſchaften. Da wo Feuchtigkeiten am Durchdringen oder Aufſteigen verhindert werden ſollen, iſt ein waſſerdichter Mörtel nothwendig (Cement, Aſphalt). Mauerwerke, die höheren Temperaturen ausgeſetzt ſind, müſſen mit einem Mörtel hergeſtellt werden, der durch die Hitze nicht zerſetzt wird (Lehm, Chamotte u. a. m.). Räume, in denen alkaliſche oder ſauere Dämpfe entwickelt werden, zur Fortleitung oder Aufbewahrung ähnlicher Flüſſigkeiten oder von Excrementen benutzte Canäle oder Gruben verlangen einen Mörtel, der keine chemiſchen Veränderungen durch die genannten Dünſte oder Stoffe erleidet. Andererſeits dürfen Eiſen, Blei und andere Metalle, die mit dem Mörtel des Mauerwerkes in Berührung kommen, durch dieſen nicht angegriffen werden. Mauern, welche waſſerdurchläſſig ſein ſollen (Futtermauern), wird man unter Umſtänden als Trockenmauern aufführen können. Auch die Zuſammenſetzung eines und deſſelben Mörtels kann je nach dem Orte der Verwendung und der Beanſpruchung variirt werden. So wird man Mauerkörper, welche ſpäterhin ſtarke Belaſtung erhalten, mit einem magereren Luftmörtel ausführen können, als ſolche, die nur wenig belaſtet werden; Mauerziegel hat man, des geringeren Eigengewichtes wegen, mit fetterem Luftmörtel zu vermauern, als Quader und dichte Bruchſteine.

b) Verbindung der Steine durch beſondere Formung der Fugenflächen.

95. Verbindung innerhalb einer Schicht.

Zur Verbindung der Steine innerhalb einer Schicht durch beſondere Formung der Stoſsflächen ſind namentlich folgende Mittel in Gebrauch: polygonale Geſtaltung der Steine im Grundriſs, ſchwalbenſchwanzförmige Ausbildung derſelben, Verſchränkung oder Auskröpfung der Stoſsfugen und Anwendung von Nuth und Feder (Spundung). Die erſten beiden Mittel gelangen mehr im Ingenieur-Bauweſen zur Benutzung, müſſen aber der Vollſtändigkeit wegen hier mit zur Erörterung kommen und können in beſonderen Fällen auch im Hochbau Verwendung finden. Die beiden zuletzt angeführten Formungen der Fugenflächen ſind mehr im Hochbau gebräuchlich; zum Theile haben ſie allerdings auch nicht viel mehr als hiſtoriſche Bedeutung.

Bei all dieſen Arten der Formung der Fugenflächen iſt es erforderlich, darauf Rückſicht zu nehmen, daſs die Kanten der Steine nicht zu ſpitzwinkelig werden. Es

wird dies um ſo nothwendiger, je weicher das Steinmaterial iſt. Auch empfiehlt es ſich immer zur Erſparung an Koſten und Erzielung genauer Arbeit, möglichſt einfache Formen zu wählen.

96. Polygonale Form der Steine.

Die polygonale Grundriſsbildung der Steine iſt verwandt mit dem Polygon-Verband von aufgehendem Mauerwerk. Sie iſt namentlich bei der Conſtruction von Leuchtthürmen und Brückenpfeilern zur Anwendung gekommen, bei welchen der Wellenſchlag, bezw. der Eisgang oft ſehr bedeutende Schübe ausüben, ſo daſs eine beſondere Sicherung der Steine geboten erſcheint.

Fig. 213.

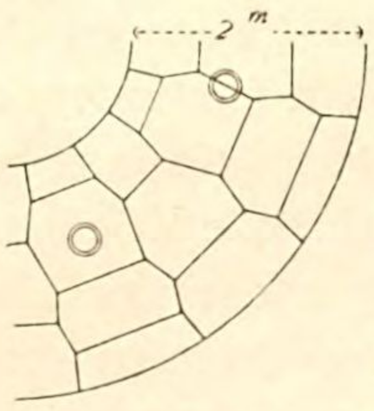
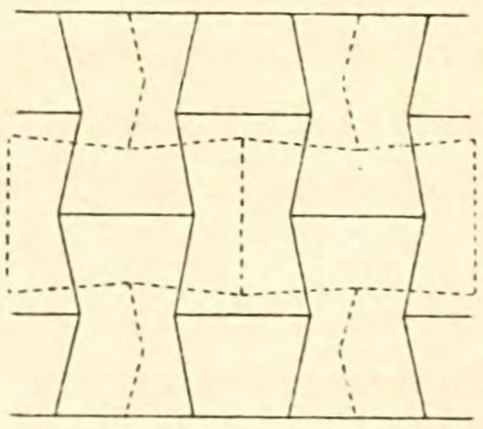


Fig. 214.



In Fig. 213 iſt als charakteriſtiſches Beiſpiel ein Theil einer Schicht eines Leuchthurm-Unterbaues aus der Bucht von Plymouth mitgetheilt [45]). Der Fugenſchnitt iſt hier mit groſsem Verſtändniſs behandelt. Die auf einander folgenden Schichten ſind durch eiſerne Ringdübel verbunden. — Eine complicirtere, ſpitzwinkelige Kanten nicht vermeidende Bildung zeigt das Beiſpiel Fig. 214. Es würde ſich dieſer Mangel durch die ſpäter zu beſprechende rechtwinkelige Verſchränkung der Steine vermeiden laſſen (ſiehe Fig. 218).

97. Schwalbenſchwanzförmige Bildung der Steine.

Sehr viel wird zur Verbindung von Steinen einer Schicht die ſchwalbenſchwanzförmige Geſtaltung der Steine in Anwendung gebracht, weniger bei durchgängigem Quadermauerwerk (doch gehört theilweiſe hierher das Beiſpiel in Fig. 214), als bei gemiſchtem Mauerwerk mit Quaderverblendung aus Läufern und Bindern. Durch die in entſprechende Vertiefungen der Binder eingreifenden Vorſprünge der Läuferenden werden dieſe letzteren in ihrer Lage geſichert, während die Binder durch die Hintermauerung belaſtet und feſt gehalten werden (Fig. 215). — Bei zweihäuptigem Mauerwerk können die Binder zu ſehr wirkſamen Ankerſteinen gemacht werden (Fig. 217, bei *a*). Sind die Binder nicht in einer der Mauerdicke entſprechenden Länge zu beſchaffen, ſo kann man eine ähnlich kräftige Verankerung er-

Fig. 215.

Fig. 216.

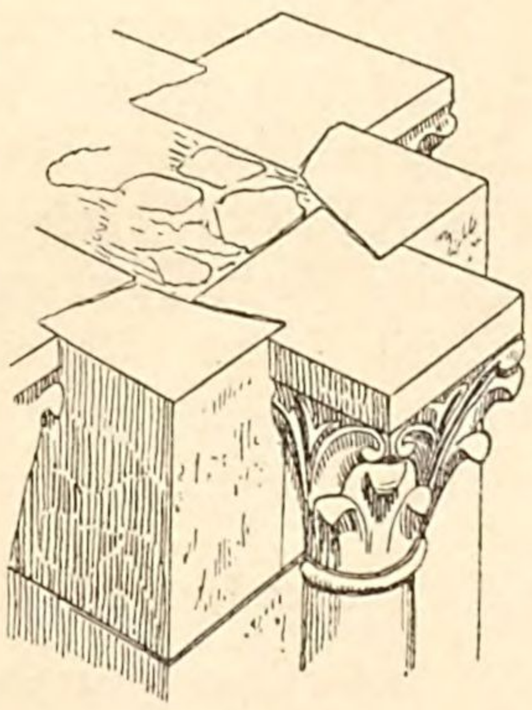


Fig. 217.

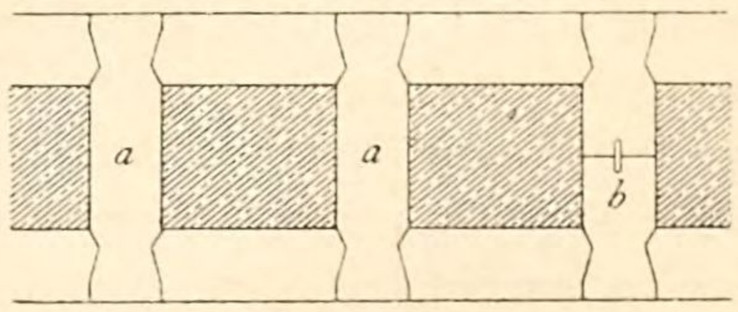


Fig. 218.

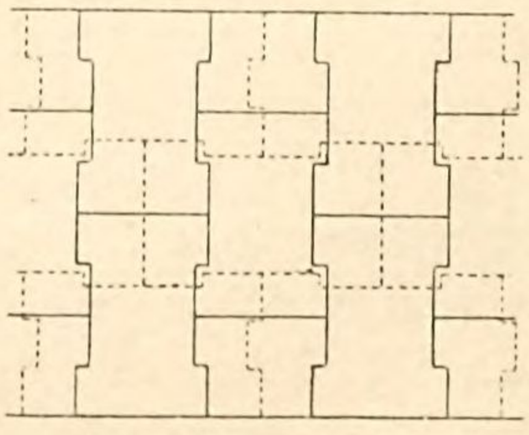
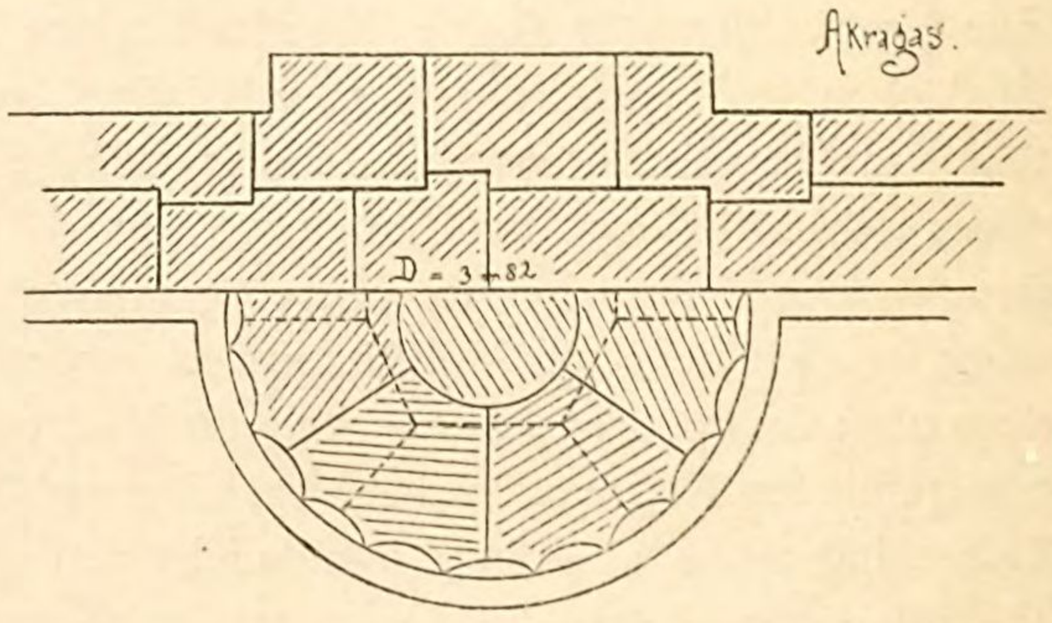


Fig. 219.



45) Nach: Möllinger, K. Elemente des Steinbaues. I. Halle 1869.

zielen durch Stofs zweier oder mehrerer Binder und Verklammerung der inneren Köpfe (Fig. 217, bei *b*). — Die Schwalbenfchwanzform wird oft auch zum Feftbinden von vor die Mauerfluchten vorfpringenden Architekturtheilen benutzt (Fig. 216[46]).

98. Verfchränkung der Stofsfugen.

Die Verfchränkung der Stofsfugen befteht darin, dafs die Fugenflächen auf einen Theil ihrer Länge rechtwinkelig ausgekröpft werden, und dafs man in die fo gefchaffenen Winkel die Ecken anderer Steine eingreifen läfft. Diefe Verbindungsweife ift bei vollem Quadermauerwerk zur Anwendung gebracht worden, wie das Beifpiel in Fig. 219 zeigt, welches einen Theil der Umfaffungsmauer des Zeus-Tempels zu Akragas darftellt. Fig. 218 zeigt, wie fich das Beifpiel Fig. 214 durch Anwendung der Verfchränkung vereinfachen liefse.

99. Verbindung mittels Feder u. Nuth.

Die Verbindung der Steine durch Nuth und Feder charakterifirt fich dadurch, dafs in den Mitten der Stofsflächen am einen Stein ein beliebig, aber zweckmäfsig geformter Vorfprung in eine entfprechende Vertiefung des benachbarten Steines eingreift. Es ift diefe Verbindungsweife im Princip nicht wefentlich verfchieden von der Verfchränkung und von der fchwalbenfchwanzförmigen Geftaltung; fie ift aber diejenige, welche im Hochbau auch heutzutage noch zumeift angewendet wird, und zwar namentlich zur engeren Verbindung von Abdeckungsplatten von Mauern, von geftofsenen Treppenftufen, oder auch zur befferen Sicherung von aufrecht geftellten Sockelplatten etc. Beifpiele hierfür bieten Fig. 220, *a*—*d*, 221 u. 222). Die Griechen befeftigten auf diefe Weife mitunter die Metopen-Platten der dorifchen Tempel in den Triglyphen-Blöcken[47]). Selbftverftändlich können auch Läufer und Binder in diefer Weife verbunden werden.

Fig. 220.

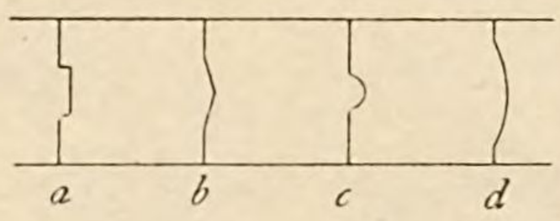


Fig. 221.

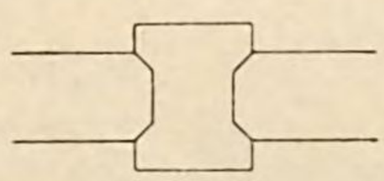


Fig. 222.

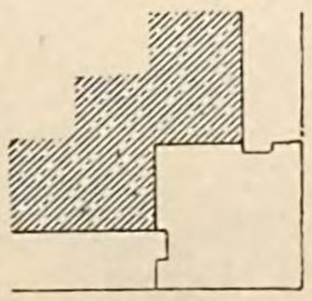


Fig. 223.

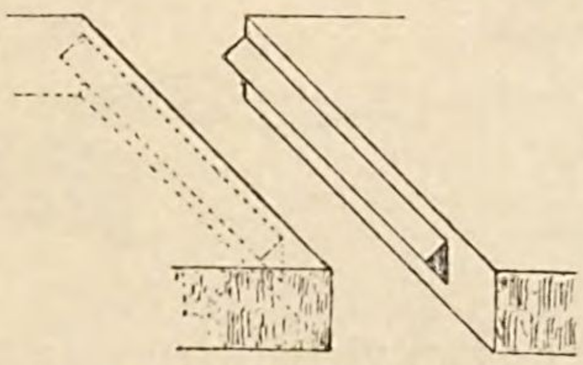
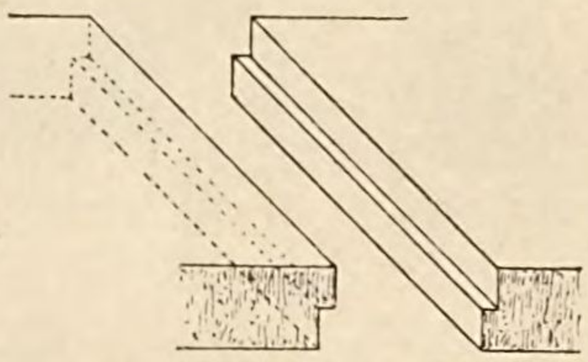
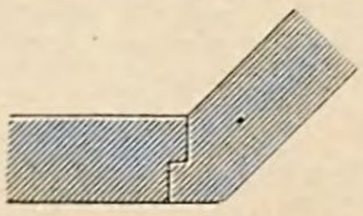


Fig. 224.



Dieles Mittel wird auch zur Dichtung der Fugen von Balcon-Platten, Treppenflötzen oder dergl. verwendet (Fig. 223). Zu demfelben Zweck wird auch die Ueberfalzung benutzt (Fig. 224). Diefe kommt auch bei aufrecht geftellten Platten zur Anwendung. So zeigt Fig. 225 die bei dem Dachreiter der frühgothifchen Kapelle zu Iben in Rheinheffen verwendete Ueberfalzung.

Fig. 225.



100. Verbindung in auf einander folgenden Schichten.

Zur Verbindung der Steine auf einander folgender Schichten durch befondere Formung der Lagerfugenflächen verwendet man die Verkämmung und auch wieder die Verbindung durch Nuth und Feder.

Die Verkämmung der Lagerflächen ift ganz ähnlich der Verfchränkung der Stofsflächen; fie befteht in rechtwinkeligen Auskröpfungen. Ein gutes Beifpiel hier-

---

46) Nach: VIOLLET-LE-DUC. *Dictionnaire raifonné de l'architecture etc.* Band I. Paris 1858. S. 504.

47) Siehe Theil II, Band 1 diefes »Handbuches« (S. 86).

Fig. 226.

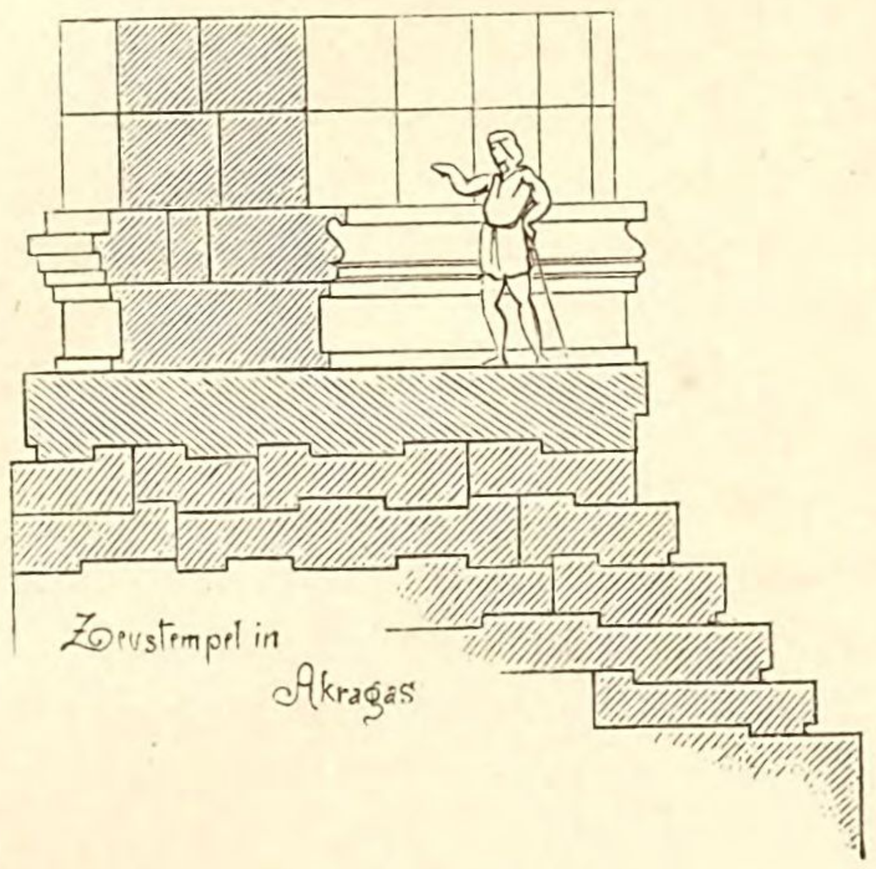


Fig. 227.

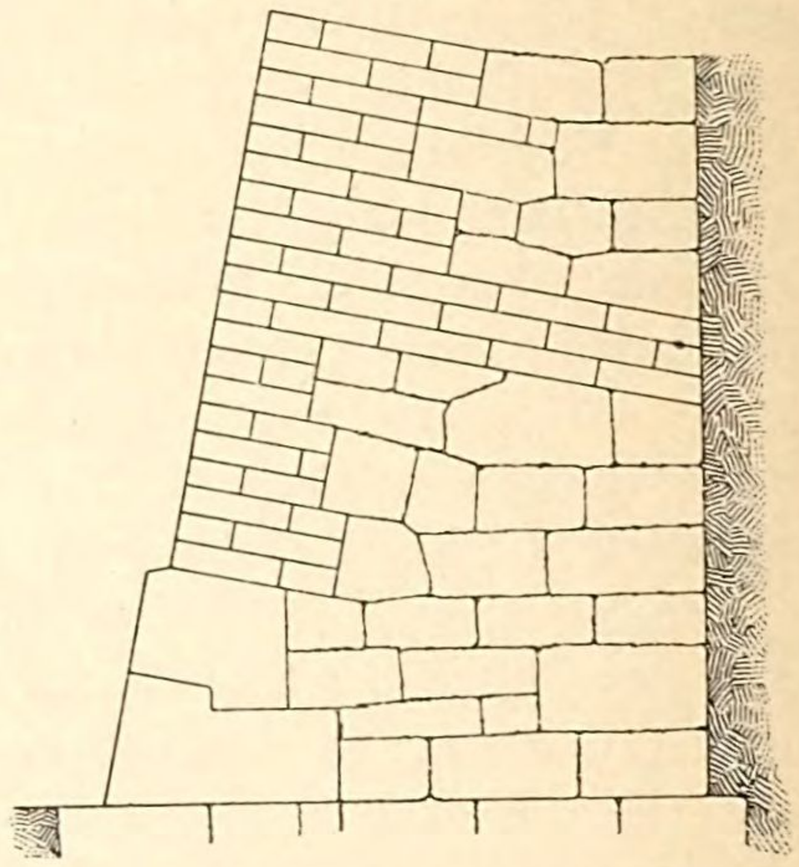


Fig. 228.

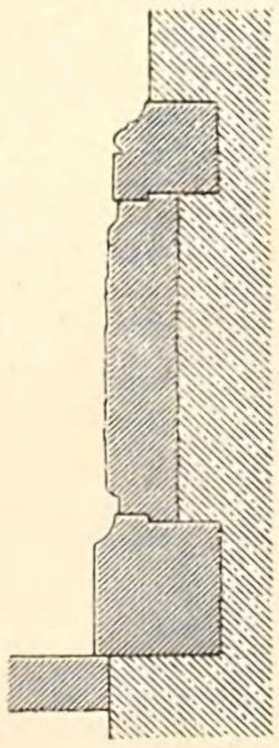


Fig. 229.

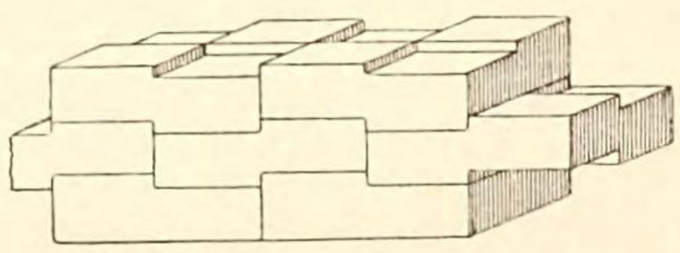


Fig. 230.

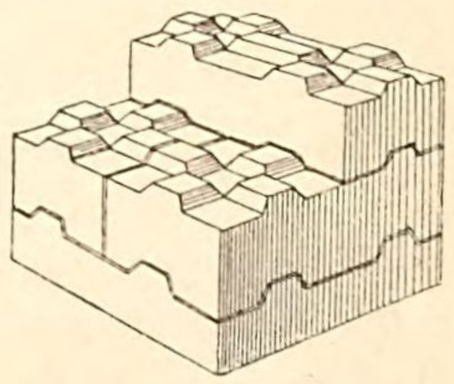


Fig. 231.

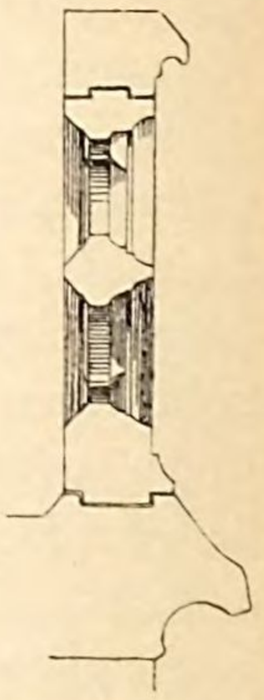


Fig. 232.

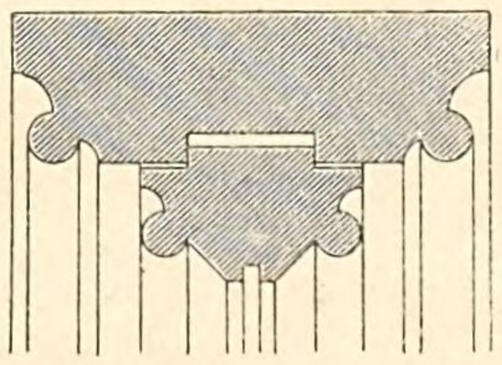


Fig. 233.

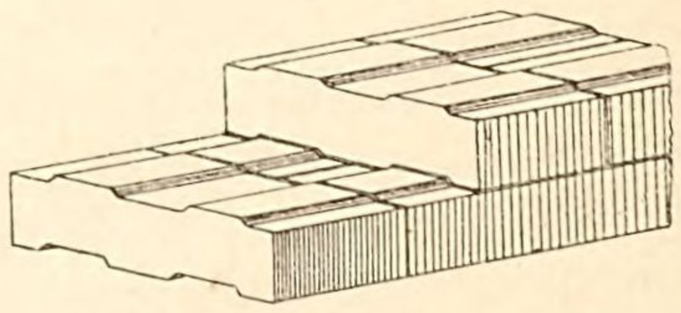
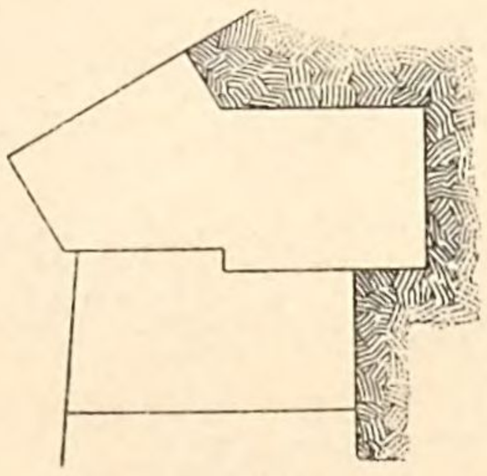


Fig. 234.

Fig. 235.



für bietet das Stylobat-Gemäuer des Zeus-Tempels zu Akragas (Fig. 226), von dem ſchon ein Stück Umfaſſungsmauer in Fig. 219 dargeſtellt wurde [48]).

Die in Fig. 229 mitgetheilte Verkämmung verhindert nach allen Richtungen hin Verſchiebungen.

In Frankreich werden jetzt auch Backſteine nach demſelben Princip fabricirt, und zwar in zwei Syſtemen: *brique Robert* (Fig. 233) und *brique-blindage* (Fig. 230 [49]).

Die Verkämmung der Lagerfugen wird gegenwärtig öfters angewendet, um Sockelſteine und Deckplatten von Futtermauern, Stützmauern, Terraſſenmauern etc. gegen Verſchiebung zu ſichern (Fig. 227, 234 u. 235), eben ſo um aufrecht geſtellte Platten von Sockelmauern feſt zu halten (Fig. 228).

Die Verbindung der Lagerflächen durch Nuth und Feder wird häufig zur Anwendung gebracht, um frei ſtehende

48) Siehe ebendaſ.: S. 52.

49) Nach: *Semaine des conſt.*, Jahrg. 3, S. 380.

Conſtructionstheile oder ſolche, die keine Belaſtung erhalten dürfen, gegen eine ſeitliche Verſchiebung zu ſichern, ſo z. B. die einzelnen Höhenabtheilungen von Galerien oder Baluſtraden (Fig. 231) und die Fenſter-Maſswerke (Fig. 232).

Ganz ähnlich iſt die Zapfenverbindung, welche mitunter zu verwandten Zwecken in Anwendung gebracht wird.

101. Verbindung der Wölbſteine in den Lagerfugen.

Hierher gehören auch die verſchiedenen Verbindungsweiſen von Wölbquadern in den Lagerfugen, um ſie gegen ein Gleiten zu ſichern oder auch um die Widerlagsſtärken verringern zu können.

Zu dieſem Zwecke werden Verkämmungen, Verhakungen oder Verzahnungen, ſo wie auch die Verbindungen von Nuth und Feder, beſonders bei den ſcheitrechten Bogen, angewendet. Fig. 236 zeigt die Conſtruction des Sturzes der Mittelthür des römiſchen Theaters zu Orange in Südfrankreich; dieſe Conſtructionsweiſe wurde von den Römern mitunter zur Anwendung gebracht. Fig 237 ſtellt die im XVII. und XVIII. Jahrhundert ſehr beliebte Umbildung derſelben für den Vollbogen dar. Der conſtructive Werth dieſer Verbindung iſt jedoch zweifelhaft. Die Anwendung erfolgte in der Regel, um den Anſchluſs und die Höhe der benachbarten Quaderſchichten reguliren zu können.

Fig. 236.

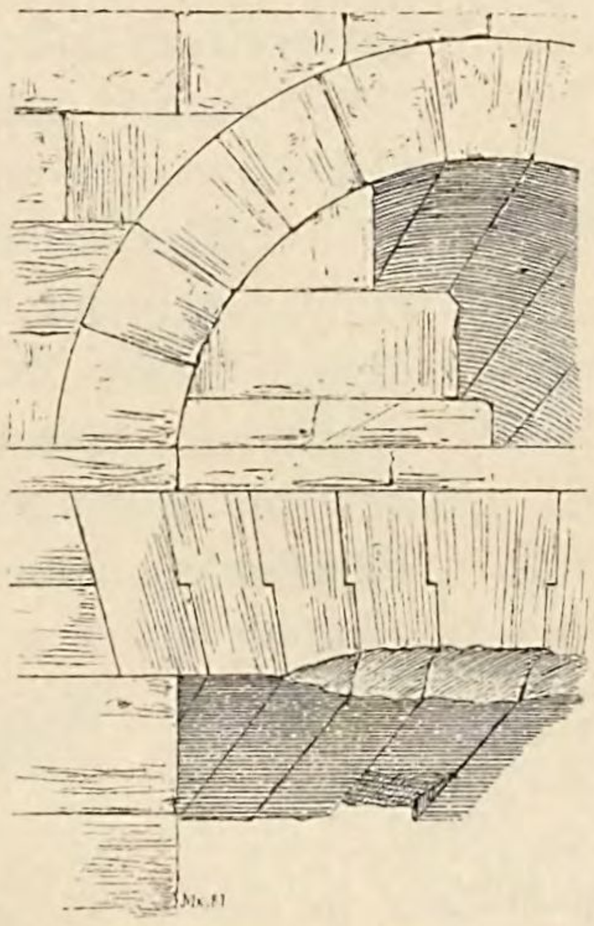


Fig. 237.

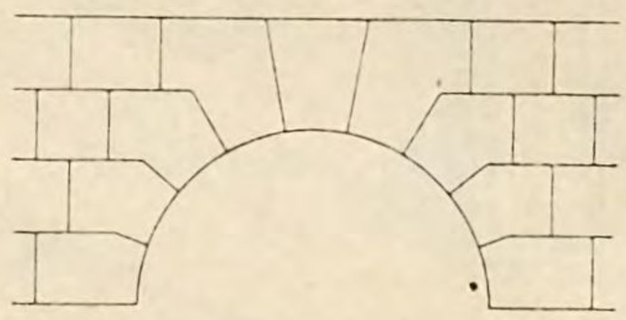


Fig. 238.

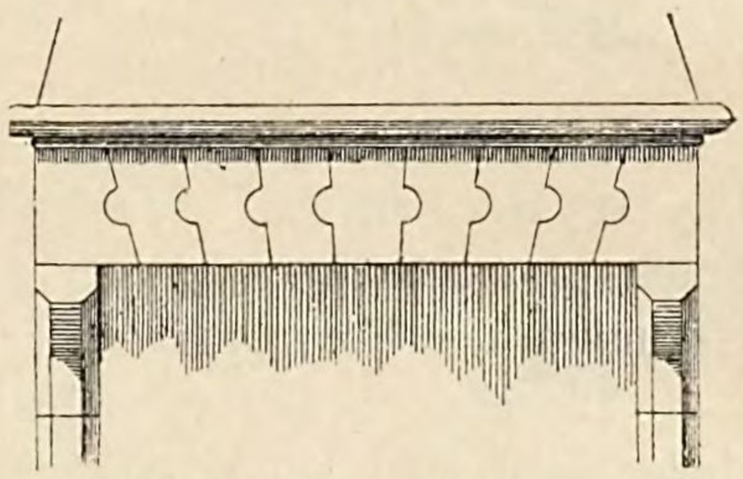
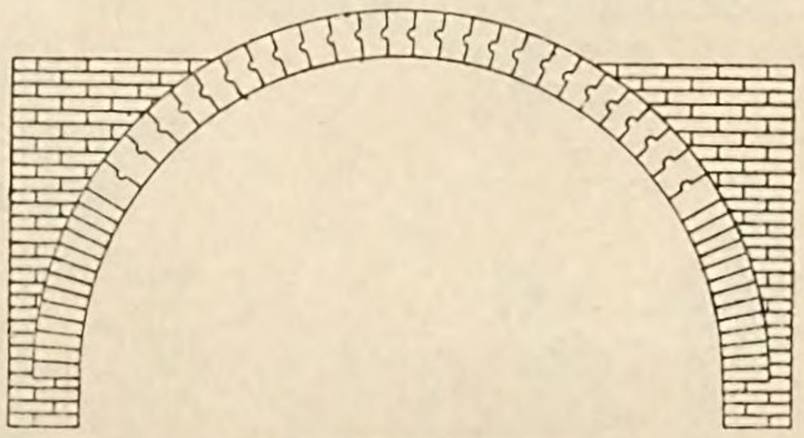


Fig. 239.



Die Benutzung von Nuth und Feder für ſcheitrechten Bogen und Vollbogen zeigen Fig. 238 u. 239. Es wird dieſe Verbindungsweiſe auch bei gebrannten Steinen angewendet, ſo die Art der Conſtruction in Fig. 238 öfters bei Terracotta-Bauten in England, die Wölbungsweiſe in Fig. 239 zur Herſtellung der Brennkammern von Ziegelöfen. Noch künſtlichere Verbindungen

Fig. 240.

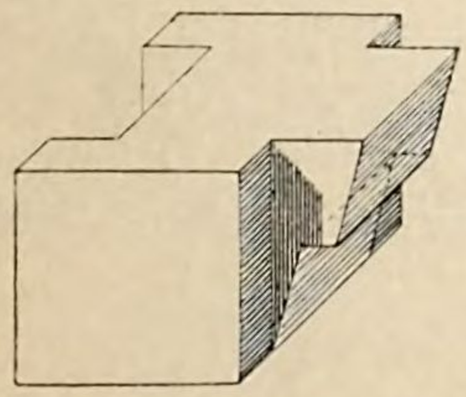


Fig. 241.

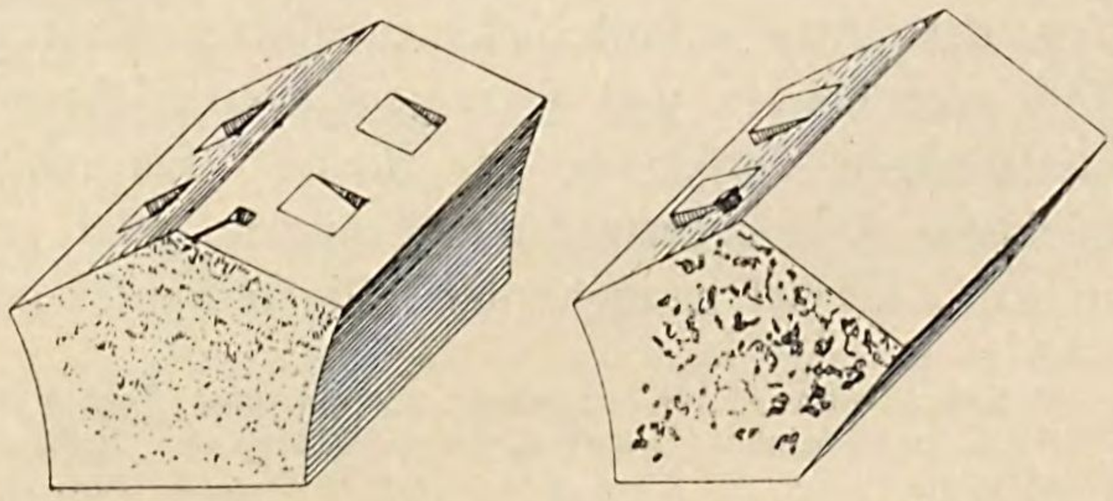
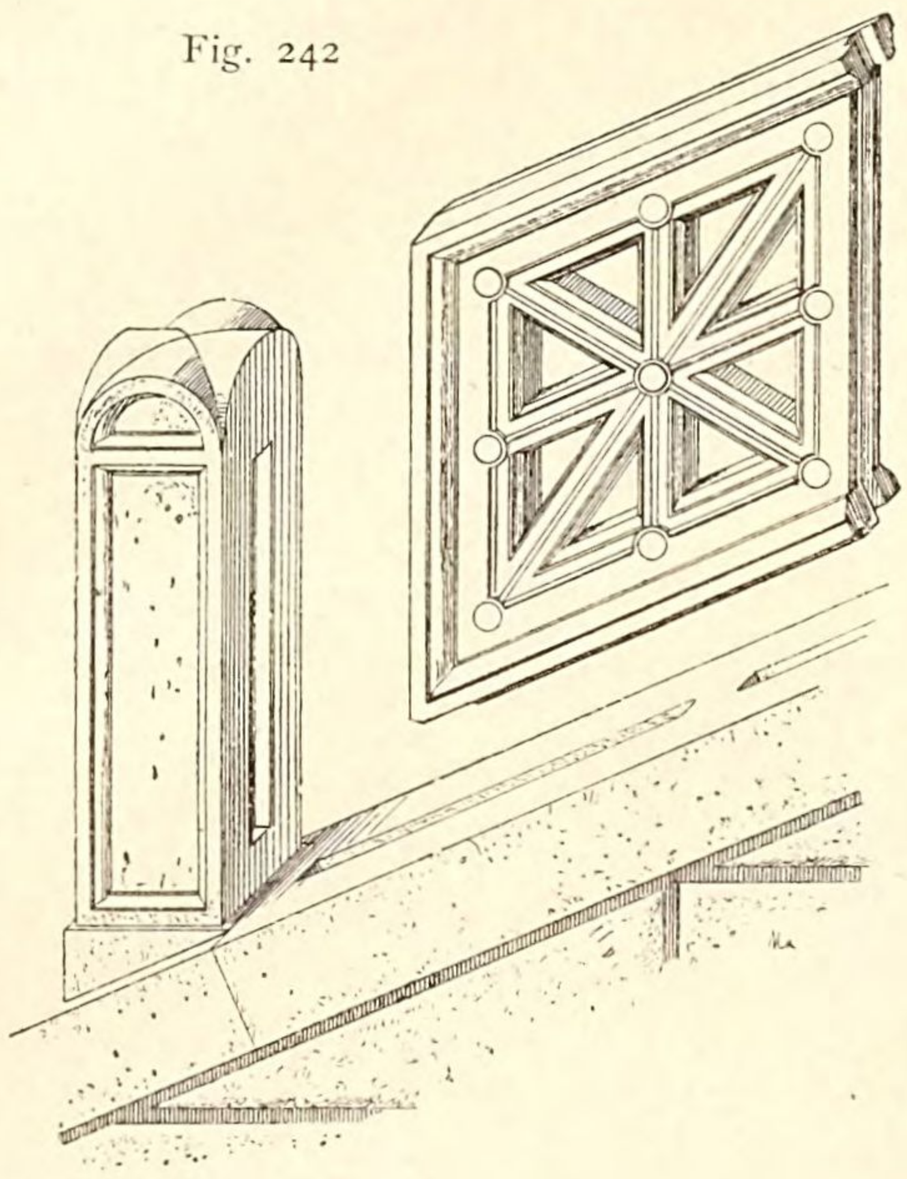


Fig. 242



102. Verbindung der Steine in den Stofs- und Lagerflächen.

dieſer Art finden ſich an mittelalterlichen Bauwerken Englands und Frankreichs [50]). — Eine Vereinigung der Verzahnung und der Verbindung durch Nuth und Feder bietet Fig. 240 [51]). Dieſe künſtliche Verbindung wird im Aeufseren der ſcheitrechten Bogen nicht ſichtbar.

Ein ähnliches Mittel, die Zapfenverbindung, verwendeten die Römer, um die Wölbſteine der unteren Theile der Bogen auf einander feſt zu halten, da dieſe ohne Wölbrüſtung ausgeführt wurden, ſo am Coloſſeum in Rom (Fig. 241 [52]).

Oefters erſcheint es zweckmäſsig, ſowohl die Steine der Schichten unter ſich, als auch die Schichten mit einander zu verbinden. Das Letztere erfolgt allerdings gewöhnlich durch Hinzuziehung beſonderer Hilfsſtücke, wie dies beim Beiſpiel in Fig. 213 der Fall war. Eine allſeitige Verbindung neben und über einander liegender Stücke durch Nuth und Feder zeigt das in Fig. 242 abgebildete Stück des ſteinernen Geländers der Freitreppe am Stadthauſe in Winterthur.

103. Fugen mit Canälen.

Ein anderes hier anzuführendes Mittel iſt die Einarbeitung von correſpondirenden dreieckigen oder halbkreisförmigen Nuthen in den Lager- oder Stofsflächen oder in allen Fugenflächen der benachbarten Steine, wodurch Canäle von quadratiſchem oder kreisförmigem Querſchnitt von 3 bis 10 cm Breite gebildet werden, die man mit Cementmörtel oder Cement-Beton ausfüllt (Fig. 243).

Fig. 243.

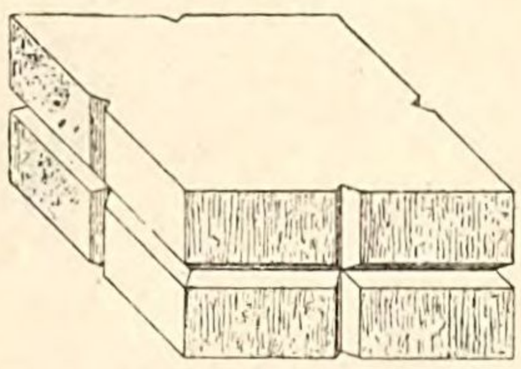
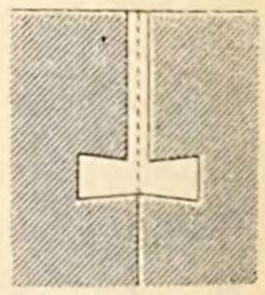


Fig. 244.



Zu berückſichtigen iſt hier auch die Verbindung der Steine in den Stofsfugen dadurch, dafs man in die Stofsflächen correſpondirende Höhlungen (Fig. 244) einarbeitet, welche mittels eines Canales von oben her mit Cementmörtel oder auch Blei ausgefüllt werden.

c) Verbindung der Steine durch beſondere Hilfsſtücke.

104. Hilfsſtücke.

Die Verbindung der Steine mittels beſonderer Formung der Fugenflächen iſt zwar in den meiſten Fällen geeignet, die ſolideſten und dauerhafteſten Reſultate zu liefern; ſie iſt aber immer koſtſpielig nicht nur wegen des in Folge des Ineinandergreifens der Steine erforderlichen gröfseren Materialaufwandes, ſondern auch wegen der oft complicirten und ſehr genau auszuführenden Bearbeitung der Flächen und der ſchwierigen Verſetzung der Steine. Bei nicht ganz genauer Arbeit wird der beabſichtigte Zweck entweder ungenügend oder gar nicht erreicht. Defswegen bedient man ſich viel häufiger der billigeren und bequemer anzuwendenden Verbindung

50) Siehe: Gwilt, J. *An encyclopedia of architecture.* London 1876. S. 568.
51) Nach: Ringleb, A. Lehrbuch des Steinſchnittes etc. Berlin 1844. Taf. 21.
52) Nach: Choisy, A. *L'art de bâtir chez les Romains.* Paris 1873. S. 127.

durch beſondere Hilfsſtücke, die allerdings oft, wegen Vergänglichkeit der verwendeten Materialien und mit denſelben verknüpften Gefahren für die Conſtruction, beſondere Vorſichtsmaſsregeln erforderlich machen. Es bezieht ſich dieſe Bemerkung auf das ſo oft zur Anwendung gelangende Eiſen und auch das Holz.

Die Hilfsſtücke können nämlich aus Stein, Holz und Metallen hergeſtellt werden. Unter den letzteren kommen zur Verwendung Kupfer, Bronze, Meſſing, Blei und vor allen Dingen das Eiſen, als das billigſte. Holz iſt bekanntlich unter wechſelnder Trockenheit und Feuchtigkeit von geringer Dauer; durch Einwirkung von Feuchtigkeit quillt es an und kann die verbundenen Steine zerſprengen. Das Eiſen roſtet raſch, beſonders unter Einwirkung von Näſſe und Kalkmörtel, dehnt ſich dabei aus und kann in Folge deſſen auch die Conſtructionen zerſtören. Die zur Verhütung dieſer Gefahren zu ergreifenden Maſsregeln ſollen ſpäter beſprochen werden.

105. Verbindungen in einer Schicht.

Zur Verbindung der Steine in einer Schicht werden namentlich die Verklammerungen und Verankerungen verwendet. Bei den erſteren greift das Hilfsſtück in der Regel nur über eine Stoſsfuge hinweg, während bei den letzteren eine gröſsere Anzahl von Stoſsfugen überſprungen werden.

Die Klammern kommen hauptſächlich in zweierlei Geſtalt in Anwendung: in der doppeltſchwalbenſchwanzförmigen Geſtalt (Fig. 247) und als prismatiſcher Stab mit umgebogenen Enden (Fig. 248). Die erſte Form wird entweder von einem feſten und zähen Stein (Granit, Grünſtein, Marmor) hergeſtellt oder von Metall.

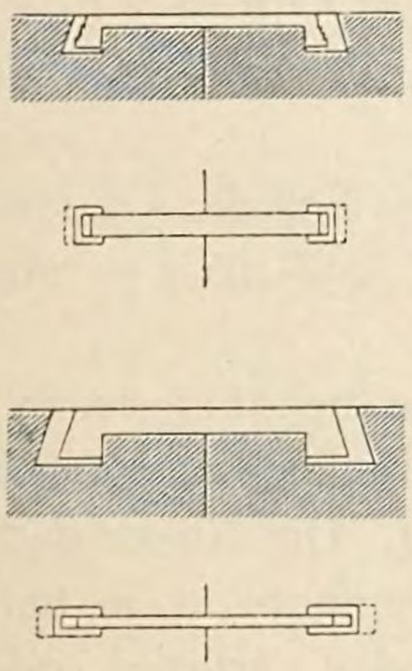


Fig. 245.

Fig. 246.

Nach *Ch. Normand*[53]) ſind beim Pantheon in Rom doppeltſchwalbenſchwanzförmige Klammern aus Bronze von 280 mm Länge, 130 mm Breite und 22 mm Dicke zur Verwendung gekommen, und *Rondelet*[54]) theilt mit, daſs beim Abbruch eines Theiles der äuſseren Umfaſſungsmauern des Forum des *Nerva* in Rom auſserordentlich gut erhaltene Schwalbenſchwänze von hartem Holz gefunden wurden.

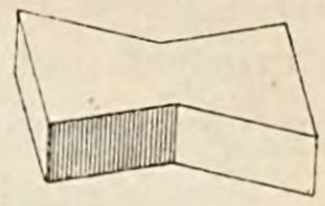


Fig. 247.

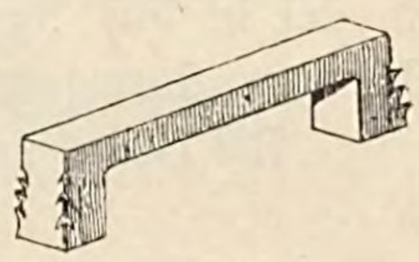


Fig. 248.

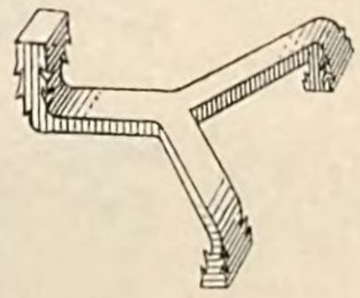


Fig. 249.

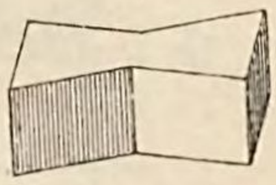


Fig. 250.

Die zweite, bei Weitem häufiger vorkommende Form der Klammer wird nur in Metall ausgeführt, und zwar gewöhnlich in Guſs- oder beſſer in Schmiedeeiſen. Man nennt ſolche Klammern Steinklammern, zur Unterſcheidung von den ähnlich geformten Holzklammern, welche aber ſpitze Füſse haben und in das Holz eingeſchlagen werden. Die Steinklammern werden um ihre Dicke in die oberen Lagerflächen der Steine eingelaſſen. Die umgebogenen, 25 bis 40 mm langen und gewöhnlich aufgehauenen Enden, die Klammerfüſse oder Pratzen, greifen in entſprechend tiefe und gröſsere Löcher ein, welche ſich nach auſsen etwas erweitern, um das Herausziehen derſelben zu erſchweren (Fig. 245). Der Raum um dieſelben wird mit einem zweckentſprechenden Material (Blei, Schwefel, Gyps, Cement, Aſphalt, Steinkitt) feſt ausgefüllt, worüber weiter unten das Nöthige

53) In: *Eſſai ſur l'exiſtence d'une architecture métallique antique. Encyclopédie d'arch.* 1883, S. 75.

54) In: *L'art de bâtir.* Deutſche Ueberſetzung 1834. II. Bd. S. 27.

mitgetheilt werden wird. Die Länge und Stärke der Klammern hat ſich einestheils nach der Gröſse der zu verbindenden Steine zu richten, anderentheils nach der Feſtigkeit des Steinmaterials, nach welcher zu beurtheilen iſt, wie weit von den Fugen entfernt man die Klammerlöcher anbringen kann; hiernach kann dieſes Maſs 5 bis 20 cm betragen.

Zu den ſchmiedeeiſernen Steinklammern wird Quadrat- oder Flacheiſen verwendet; die umgebogenen Enden werden durch Stauchen verdickt. Bei Verwendung von Flacheiſen liegt in der Regel die Klammer mit der flachen Seite auf dem Stein. Bleiben jedoch die Klammern äuſserlich ſichtbar, wie bei der Verbindung von Mauerabdeckungsplatten, ſo iſt es zweckmäſsiger, dieſelben hochkantig zu ſtellen, um ſie dadurch vor der Einwirkung der Atmoſphäre und vor Entwendung beſſer zu ſchützen (Fig. 246). Daſſelbe kann auch mit den ſchwalbenſchwanzförmigen Klammern geſchehen (Fig. 250).

Griechen und manche andere alten Völker verwendeten bei ihren Quaderbauten vielfach verſchiedenartig geformte Metallklammern [55]).

Klammern, welche vom oberen Lager eines aufrecht geſtellten längeren Werkſtückes (z. B. von einem Fenſter- oder Thürgewände) in das benachbarte Mauerwerk greifen, um den fehlenden Verband zu erſetzen, nennt man Stichklammern.

In beſonderen Fällen werden die Steinklammern mit gegabelten oder auch mit entgegengeſetzt umgebogenen Enden verſehen. Das erſtere wird angewendet, wenn durch eine Klammer mehr als zwei Steine verbunden werden ſollen, das letztere, wenn Quader mit einer Hintermauerung von Ziegeln oder Bruchſteinen in Verbindung zu bringen ſind. Das aufwärts gebogene Ende läſſt man in die Fugen der Hintermauerung eingreifen (Fig. 249).

Bei Herſtellung der Hohlmauern aus Ziegeln bedienen ſich die Engländer häufig in der in Fig. 257 dargeſtellten Weiſe einer der in Fig. 251 bis 256 abgebildeten Klammerformen aus Guſs- oder Schmiedeeiſen.

Bei Hintermauerung von Quaderverblendungen, ſo wie bei Mauerwerk aus kleinſtückigem Material kommen auch die eigentlichen Verankerungen in Anwendung. Die Anker ſind entweder ähnlich geſtaltet wie die Klammern, d. h. bei gröſserer Länge mit umgebogenen Enden verſehen, oder ſie ſind wie die Balkenanker gebildet, d. h. ſie haben Splinte, die in verticaler Stellung durch Oeſen am Ende der Eiſenſtangen geſteckt werden.

Fig. 251.

Fig. 252.

Fig. 253.

Fig. 254.

Fig. 255.

Fig. 256.

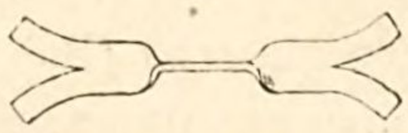


Fig. 257.

Die erſtere Art wird von *Rankine* [56]) als Reifeiſenverband bezeichnet und mitunter bei Ziegelmauerwerk angewendet, um die Zugfeſtigkeit in der Längenrichtung zu vermehren. Die Flacheiſenſtangen ſollen in ihren Stöſsen abwechſeln, an den Enden um ca. 5 cm nach abwärts gebogen ſein und brauchen als Querſchnittsfläche nicht mehr als $^1/_{300}$ des Mauerquerſchnittes zu haben.

---

55) Siehe hierüber Theil II, Band 1 (S. 57) und 2 (S. 132) dieſes »Handbuches«.

56) Handbuch der Bauingenieurkunſt. Ueberſetzt von F. Kreuter. Wien 1880. S. 432.

Nach *H. Müller*[57]) werden zum Reifeifenverband gewöhnlich Bandeifen von 2 mm Dicke und 42 mm Breite verwendet, welche in Längen von ca. 8,20 bis 8,25 m zu haben find. Sie werden in die Lagerflächen der Backfteinfchichten zu mehreren neben einander gelegt, und zwar fo, dafs fie auf keine in der Längenrichtung laufenden Stofsfugen treffen. An den Enden werden die Bandeifen um den letzten Stein herum bis zum zweiten oder dritten Stein vorher zurückgebogen. Durch die Einwirkung des Kalkmörtels werden die Bandeifenftreifen zwar nach und nach zerftört; inzwifchen ift aber die Feftigkeit des Mörtels felbft eine bedeutende geworden.

Brunel hat durch Verfuche die grofse Wirkfamkeit des Reifeifenverbandes nachgewiefen[58]). Er fchreibt den Zuwachs an Feftigkeit der Adhäfion des Cement- oder Kalkmörtels an der Oberfläche des Eifens zu, wonach eine gröfsere Anzahl von fchwachen Bändern beffere Refultate ergeben würde, als eine kleinere Zahl ftärkerer. An Stelle von Eifen verwendete *Brunel* auch dünne Holzlatten. Er weist übrigens auch auf die Gefahren hin, die durch die Roftbildung des Eifens für Fundamente von poröfen Ziegeln fich ergeben.

Die Anker mit Splinten haben folche entweder nur an einem Ende (Fig. 258) oder auch an allen beiden. Der Splint befteht aus Flacheifen, deffen Breite in die Längsrichtung des Ankers genommen wird, oder aus Quadrat- oder Rundeifen. Die Oefe wird entweder durch Verdrehen (Kröpfen) und Umbiegen des Flacheifens gebildet (Fig. 258), oder durch Umbiegen des Endes und Durchlochung (Fig. 259), oder durch Ausfchmieden eines Ringes (Fig. 260).

Fig. 258.

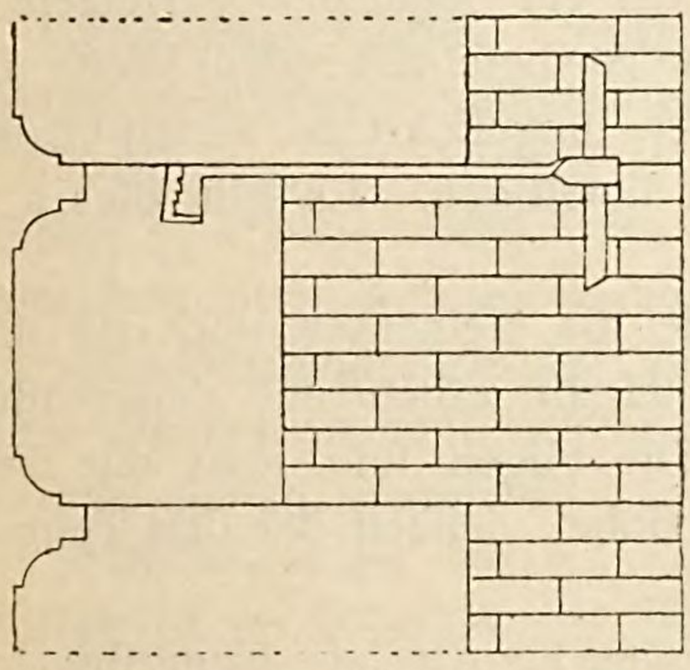


Fig. 259.

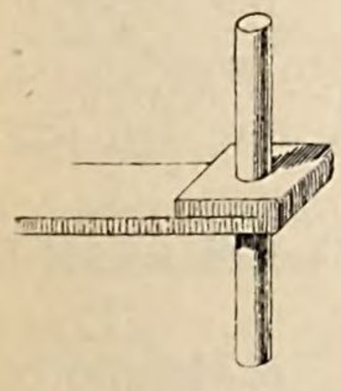


Fig. 260.

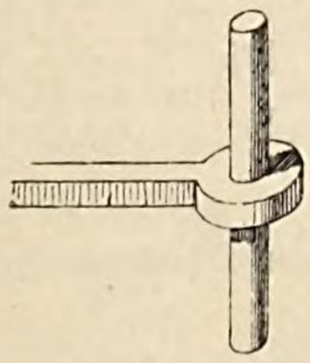
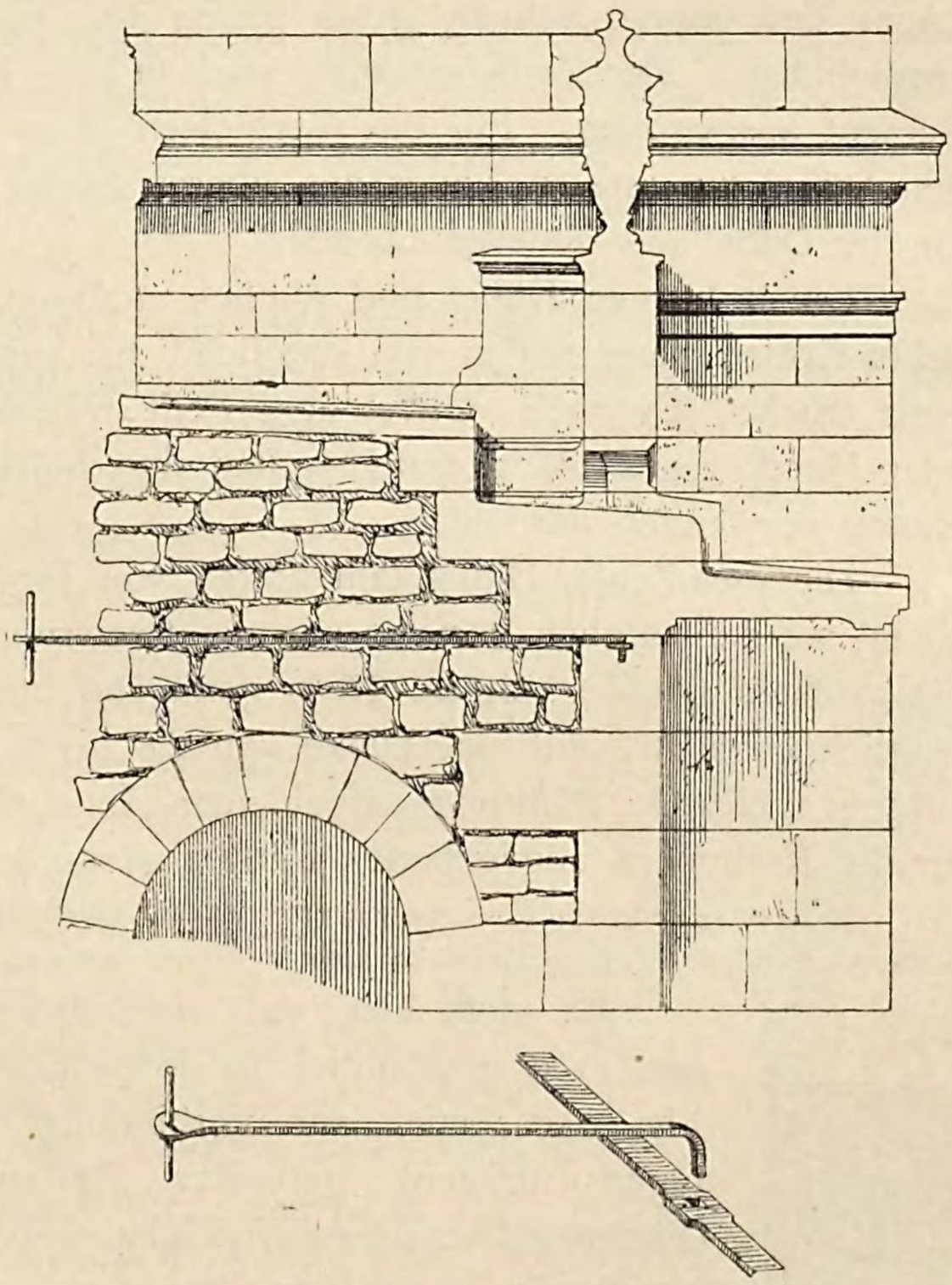


Fig. 261.



Die Verankerungen werden mitunter auch fo ausgeführt, dafs der Anker an dem einen Ende einen Splint hat, während er mit dem anderen umgebogenen Ende in das Loch einer in der Längsrichtung der Mauer laufenden Eifenfchiene greift, welche denfelben Dienft auch noch anderen Ankern leiftet.

57) In: Die Maurerkunft. 3. Aufl. Leipzig 1879. S. 306.

58) Nach: Allg. Bauz. 1838, S. 137.

Fig. 261 zeigt die Anwendung dieſes Syſtemes beim Reſtaurationsbau des Schloſſes Saint-Germain bei Paris [59]).

Anzuführen ſind hier auch die Verankerungen mit langen Eiſenſchienen, an welchen in Abſtänden Zapfen befeſtigt ſind, die in die Steine eingreifen. Bei dieſen und ähnlichen Conſtructionen ſind die Gefahren zu berückſichtigen, die, auſser durch das Roſten, auch durch die Ausdehnung und Zuſammenziehung der langen Eiſenſchienen bei Temperaturänderungen für das Mauerwerk erwachſen können.

Sehr ausgedehnte Verankerungen kommen bei ſolchen Gebäuden zur Anwendung, welche gegen die Wirkungen von Erdbeben oder Bodenſenkungen geſchützt werden ſollen. Ueber die beſonderen Conſtructionen zu dieſem Zwecke findet ſich das Nähere in Theil III, Band 6 dieſes »Handbuches« (Abth. V, Abſchn. 1, Kap. 3: Sicherungen gegen die Wirkung von Bodenſenkungen und Erderſchütterungen).

106. Verbindung auf einander folgender Schichten.

Die Verbindung der Steine auf einander folgender Schichten erfolgt durch prismatiſch, cylindriſch oder doppelt ſchwalbenſchwanzförmig geſtaltete Stücke von Stein, Holz oder Metall, welche in beide Lagerflächen auf angemeſſene Tiefe eingreifen, durch die ſog. Dübel [60]) oder Dollen.

Die ſteinernen Dübel werden nur da angewendet, wo die Gröſse der Quader dies geſtattet; ſie ſind im Querſchnitt quadratiſch und erhalten eine Länge, die etwa dem fünften Theile der Höhe der zu verbindenden Quader entſpricht, während die Breite etwa eben ſo groſs bis zwei Drittel davon gemacht wird. Der Stein zu denſelben muſs ſehr feſt und zähe ſein. Sie werden häufig in das obere Lager der unteren Schicht genau paſſend mit Cement eingeſetzt, während das Loch im unteren Lager der oberen Schicht groſs genug ſein muſs, um ein bequemes Verſetzen zu ermöglichen. Der Zwiſchenraum wird in der ſpäter zu beſchreibenden Weiſe mit Cement ausgegoſſen. Für das Vergieſsen iſt es beſſer, umgekehrt zu verfahren und den Dübel im unteren Lager des oberen Steines zu befeſtigen. Es gilt dies auch für die Dübel aus anderen Stoffen.

Die hölzernen Dübel ſind ähnlich geſtaltet, wie die ſteinernen und von ähnlicher Gröſse. Sie müſſen von möglichſt trockenem, feſtem, zähem und dauerhaftem Holz (Eiche, Cypreſſe, Olive) hergeſtellt werden. Die Fugen füllt man mit Sand oder Harzkitt aus. Von den Griechen ſind hölzerne Dübel vielfach bei den Tempelbauten verwendet worden.

Die metallenen Dübel (am beſten von Bronze oder Kupfer, am häufigſten von Eiſen) werden ähnlich verſetzt wie die ſteinernen, erhalten eine Länge, die auch für die gröſsten Quader mit ca. 15 cm genügend, gewöhnlich aber mit 8 bis 10 cm hinlänglich groſs iſt, und eine Dicke von 2,5 bis 5 cm. Die beiden Enden werden nach entgegengeſetzter Richtung aufgehauen. In den Löchern werden ſie mit den ſchon für die Klammern angegebenen Mitteln vergoſſen.

In Ermangelung von Beſſerem hat man ſich zur Herſtellung von Dübeln auch ſchon runder Kieſelſteine, Bleikugeln und der Schenkelknochen kleiner Thiere bedient.

Es muſs hier noch angeführt werden, daſs man die Metalldübel, und zwar gewöhnlich in doppelt ſchwalbenſchwanzförmiger Geſtalt (wie Fig. 250), auch zur Verbindung der Stoſsfugen aufrecht geſtellter Platten benutzt (Fig. 262), bei denen eine Klammerverbindung im oberen Lager eine Bewegung im unteren Theil nicht verhindern könnte, wie ſie z. B. durch Gefrieren von eingedrungenem Waſſer oft verurſacht wird. Eben ſo verwendet man

Fig. 262.

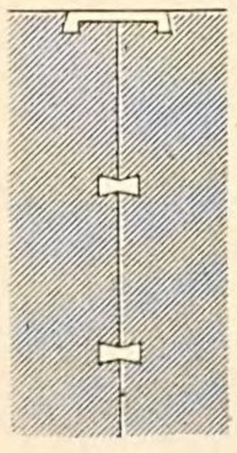
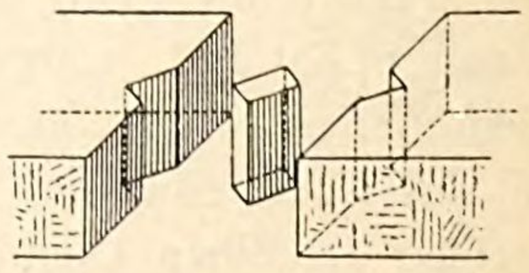


Fig. 263.



[59]) Nach: *Gazette des arch.* 1863, S. 217.

[60]) Auch Dübbel, Düpel, Diebel, Dippel, Dobel oder Döbel genannt.

zur Verbindung der Stofsfugen von Deckplatten mitunter Steindübel (Fig. 263), um feitliche Verfchiebungen zu verhindern. Eine befondere Fugengeftaltung für diefen Zweck (vergl. Fig. 220) ift allerdings koftfpieliger, aber auch folider, da die Dübel bei ftärkeren Steinen nicht in der ganzen Höhe der Stofsflächen ausgeführt werden.

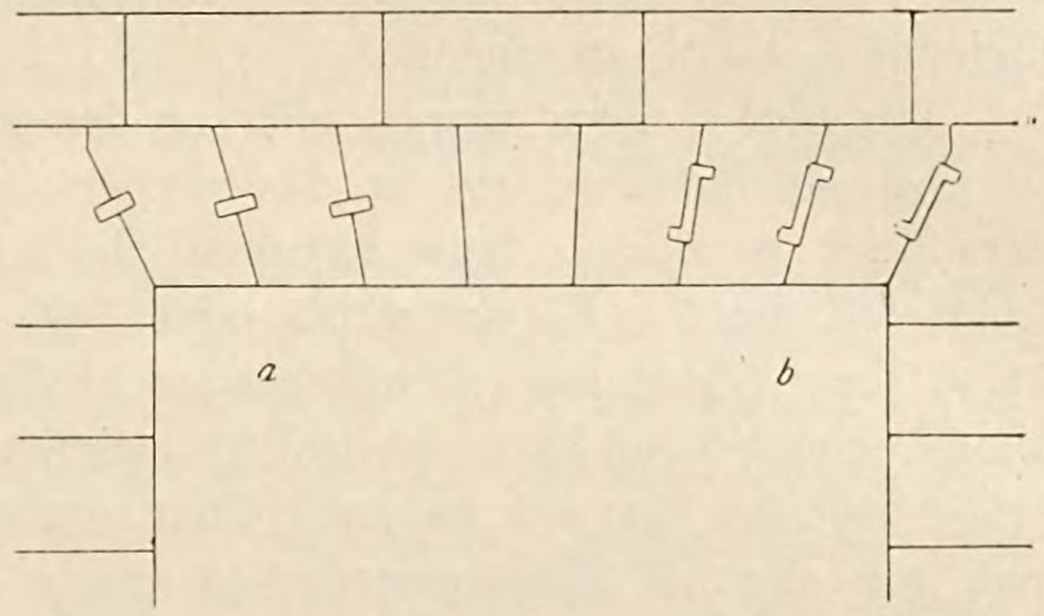
107. Verbindung der Wölbfteine.

Zur Verbindung der Wölbfteine in den Lagerfugen bedient man fich mitunter auch der Dübel, ausnahmsweife der Klammern. Die Dübel werden auch zu diefem Zwecke aus Stein, Holz oder Metall gefertigt.

Beim Bau der Blackfriars-Brücke in London hat man fich beifpielsweife würfelförmiger Steindübel bedient.

Die mittelalterlichen Bogen im Hofe des alten Poftgebäudes zu Bafel waren in fämmtlichen Steinen durch eiferne in Blei vergoffene Dübel von ca. 9 cm Länge und 9 qcm Querfchnitt verbunden, fo dafs deren Abbruch, der wegen des Wiederaufbaues derfelben forgfältig gefchehen mufsfte, die gröfsten Schwierigkeiten verurfachte [61]).

Fig. 264.



Die Gewölberippen der Marien-Kirche in Stuttgart wurden durch Bleidübel verbunden. Es wurde hier Blei gewählt, um bei der allmählich fortfchreitenden Belaftung während des Baues die Rippen etwas biegfam zu haben. Aus demfelben Grunde wurden auch die Rippenfugen mit Bleiguls ausgefüllt [62]).

Die Dübel müffen normal zu den Lagerfugen geftellt werden (Fig. 264 a). Bei fcheitrechten Bogen kommen auch **Z**-förmige Klammern zur Verwendung (Fig. 264 b).

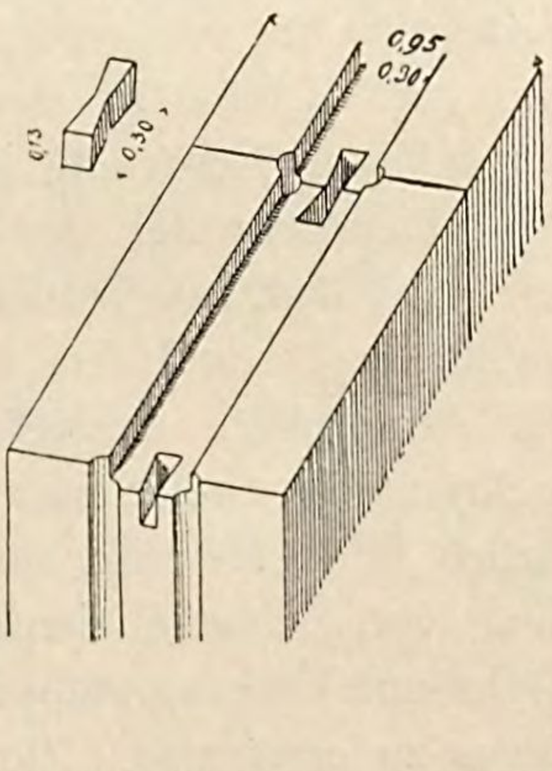
Die Verankerungen von Gewölben zur Verminderung oder Aufhebung des Schubes derfelben werden im nächften Bande diefes »Handbuches« (bei den Gewölben) zur Befprechung gelangen.

108. Verbindung in den Stofs- und Lagerfugen.

Zur Verhinderung der Verfchiebung von Steinen fowohl neben, als über einander werden die befprochenen Hilfsftücke combinirt in den Lager- und Stofsfugen zur Anwendung gebracht.

Sehr ausgiebigen Gebrauch in diefer Beziehung haben u. A. die Griechen bei der Herftellung ihrer Tempel gemacht, dabei aber von der Verwendung eines Mörtels abgefehen.

Fig. 265.



Eben fo kommen die Verbindungen durch befondere Formung der Fugenflächen und durch Hilfsftücke combinirt zur Anwendung, in befonders ausgedehntem Mafse beim Bau der Leuchtthürme [63]).

Daly [64]) macht Mittheilung von ägyptifchen Mauern, die er in Denderah, am fog. Hypaithral-Tempel von Philae und a. a. O. gefunden hat und welche in höchft intereffanter Weife die combinirte Verwendung von Mörtelcanälen und Schwalbenfchwänzen (wahrfcheinlich wie fonft aus Sycomoren-Holz) zur Herftellung einer allfeitigen Unverfchieblichkeit der auf das genaueffe, mit ganz fcharfen Fugen bearbeiteten Quader zeigen. Fig. 265 ftellt einen Theil einer folchen Conftruction dar. Die Quader haben in den oberen und unteren Lagerflächen, eben fo in den Stofsflächen, Canäle, die mit ausgezeichnetem Mörtel ausgefüllt waren. Aufserdem griffen über die Stofsfugen die fchon erwähnten Schwalbenfchwänze.

109. Befeftigung der Hilfsftücke.

Die für die Hilfsftücke in die Fugenflächen einzuarbeitenden Löcher können nicht derartig hergeftellt werden, dafs fie ganz dicht an erftere anfchliefsen. Ein

61) Siehe: Deutfches Baugwksbl. 1882, S. 115.
62) Siehe: Deutfche Bauz. 1880, S. 554.
63) Ein inftructives Beifpiel hierfür bietet *The Chickens Rock Lighthouse. Engineer*, Bd. 47, S. 356.
64) In: *Revue gén. de l'arch.* 1882, S. 51.

Herausziehen derſelben bleibt alſo möglich. Man macht deſshalb die Löcher von vornherein etwas gröſser und ſo groſs, daſs man ſie nach dem Einbringen der Hilfsſtücke bequem und ſicher mit einem zweckentſprechenden Material ausfüllen kann. Man verwendet dazu, wie ſchon erwähnt, bei ſteinernen Hilfsſtücken reinen Cementmörtel; bei ſolchen von Holz in trockener Lage Sand und dort, wo ſich Zutritt von Feuchtigkeit erwarten läſſt, Harzkitt; bei Hilfsſtücken von Metall Blei, Kitt, Cement, Schwefel, Gyps, Aſphalt. Eiſenklammern kann man auſserdem noch dadurch zum feſten Anſchluſs an die Steine bringen, daſs man ſie vor dem Einſetzen erhitzt; beim Erkalten ziehen ſie ſich zuſammen und preſſen hierdurch die zu verbindenden Stücke an einander.

Das Blei iſt zwar theuer, aber zu dem angegebenen Zweck vorzüglich geeignet. Es wird geſchmolzen und in das vorher ſorgfältigſt zu trocknende Loch um das Metallſtück gegoſſen. Beim Erkalten zieht es ſich zuſammen, legt ſich in Folge deſſen feſt an die Klammerfüſse oder Dübel an, löst ſich aber gleichzeitig vom Steine los. Damit die ſo entſtehenden Hohlräume nicht verbleiben, muſs das Blei mittels eines Stemmeiſens nachgekeilt werden. Dieſe letztere nicht zu verſäumende Arbeit läſſt das Blei nur da anwendbar erſcheinen, wo man dieſelbe auch ausführen kann, alſo nur bei Klammern und an einem der Dübelenden. Sie müſſte alſo beim zweiten Dübelende unterlaſſen werden, weil dieſes nur durch einen Guſscanal nach dem Verſetzen des zweiten Steines umfüllt werden kann. Die vorgeſchlagene Füllung der ſich bildenden Höhlungen mit Cement iſt nicht zu empfehlen, weil nach neueren Erfahrungen Cement und Kalk raſch zerſetzend auf das Blei einwirken ſollen.

Von den Kitten kommen zur Anwendung Roſtkitte (Gemenge von Kalk, Cement oder Gyps mit Eiſenfeilſpänen), Harzkitte (hergeſtellt aus Pech, Schwefel und feinem Quarzſand oder Ziegelmehl) und Oelkitte (z. B. bereitet aus Bleiglätte, Kalkhydrat und Leinölfirniſs). Die Kitte ſind zum Theile recht gut, oft auch theuer und können meiſt, wie das Blei, nur da angewendet werden, wo man ſie feſt in die Löcher eindrücken kann.

Sehr gut bewährt hat ſich der Portland-Cement, namentlich für die Befeſtigung von Eiſen in Stein. Unter der dichten Umhüllung von Cement roſtet das Eiſen anfänglich nur ſehr wenig, wird aber durch dieſelbe vor dem weiteren Roſten geſchützt. Um gute Erfolge zu erzielen, muſs man dem Cement die nöthige Zeit und Ruhe zur völligen Erhärtung laſſen.

Den Schwefel, der ſich ſehr bequem an allen Stellen anwenden läſſt, ſehr raſch feſt wird und auſserordentlich wetterbeſtändig iſt, betrachtet man trotzdem für die Befeſtigung von Eiſen mit einem gewiſſen Miſstrauen, weil ſich unter Einwirkung der Atmoſphäre Schwefeleiſen bilden, in Folge der dabei eintretenden Volumvermehrung die Steine aus einander treiben und auſserdem dieſelben auch braunroth färben ſoll. Es wird zur Verhütung dieſer Uebelſtände empfohlen, bei der Anwendung von Schwefel denſelben weit über den Schmelzpunkt zu erhitzen, bis er eine tiefbraune Farbe annimmt. Zweckmäſsig iſt es, Stein und Eiſen vor dem Vergieſsen etwas zu erwärmen. Zur Befeſtigung von Eiſen in Stein hat ſich auch das Verfahren bewährt, ein Gemenge von Schwefel und Eiſenfeilſpänen mit Eſſig zu übergieſsen, wodurch ſich eine ſich ſelbſt erhitzende Maſſe ergiebt, welche ſich zum Vergieſsen eignet und nach dem Erkalten hart wird.

Der Gyps iſt ebenfalls ſehr bequem zu verwenden und wird auch ſehr raſch feſt, iſt aber nicht wetter- und waſſerbeſtändig und daher nur im Trockenen brauchbar.

Aber auch da befördert er beim Eifen die Roftbildung, fo dafs er jedenfalls nur dann benutzt werden follte, wenn auf grofse Dauerhaftigkeit der Verbindung kein befonderer Werth gelegt wird.

Afphalt fchützt zwar das Eifen vortrefflich, bekommt aber zu wenig eigene Feftigkeit, um Bewegungen der Verbindungsftücke zu verhindern. Er ift defswegen auch nur dort anzuwenden, wo die Einwirkung von Kräften und, da er leicht fchmelzbar ift, auch die von Hitze ausgefchloffen ift.

110. Vorfichtsmafsregeln.

Die leichte Vergänglichkeit von Holz und Eifen, eben fo die Gefahr, welche durch die Volumvergröfserung diefer Materialien beim Quellen, bezw. Roften herbeigeführt wird, macht befondere Vorfichtsmafsregeln bei Verwendung derfelben nothwendig. Es erftrecken fich diefe auf den Ort der Verwendung und auf Behandlung der Oberflächen der Verbindungsftücke.

Holz fowohl, als Eifen follten nur an folchen Stellen zur Anwendung gelangen, wo fie den Einwirkungen der Atmofphäre und der Feuchtigkeit entzogen find, alfo an vorausfichtlich trocken bleibenden Orten und möglichft tief in den Mauern. Aber auch da find die betreffenden Conftructionstheile den Einwirkungen der Mörtelfeuchtigkeit ausgefetzt, bis diefelbe, was oft recht lange dauert, verdunftet ift. (Der trocken gewordene Mörtel wird weiterhin dann fchützend wirken.) Es ift demnach in allen Fällen angezeigt, die Oberfläche der Holz- und Eifenftücke weniger empfindlich zu machen.

Bei Holz, welches vor der Verwendung fchon ganz trocken fein follte, ift tüchtiges Auskochen zu empfehlen, desgleichen Tränken mit heifsem Leinölfirnifs.

Für den Schutz des Eifens kommen mannigfaltige Mittel in Anwendung. Solche Schutzmittel find: Eintauchen der noch heifsen Eifenftücke in Schmiedepech oder Oelfirnifs; beffer Ueberzug mit heifsem Afphalt; Anftrich mit Afphaltlack; verfchiedene Metallüberzüge. Die letzteren find im Allgemeinen das empfehlenswertheftе Schutzmittel. Unter ihnen find am beften, allerdings auch am theuerften, das Verkupfern oder Verbleien. Häufiger wird das Verzinnen oder Verzinken angewendet, und zwar ift das letztere dem erfteren entfchieden vorzuziehen, weil die geringfte Verletzung oder Unvollftändigkeit des Zinnüberzuges das Roften geradezu befördert.

Literatur.

Bücher über »Conftructions-Elemente in Stein« und »Mauerwerkskunde«, fo wie über »Steinhauerarbeit« und »Steinfchnitt«.

Bosse, A. Kunftrichtig und probmäfsige Zeichnung zum Steinhauen in der Baukunft. Aus dem Franz. von Des Argues. Nürnberg 1699.

De la Rue, J. B. *Traité de la coupe des pierres.* Paris 1728. (3. Aufl. 1858.)

Frezier. *La théorie et la pratique de la coupe des pierres etc.* Strafsburg 1737—39.

Lucotte. *L'art de maçonnerie.* Paris 1783.

Matthaey, C. Handbuch für Maurer etc. Ilmenau 1824. (5. Aufl.: Die praktifchen Arbeiten und Baukonftruktionen des Maurers und Steinhauers etc. Weimar 1879.)

Douliot, J. C. *Traité fpécial de la coupe des pierres.* Paris 1825. (2. Aufl. 1862.) — Deutfch von C. F. Deyhle. Stuttgart 1826.

Hörnig, G. S. Theoretifch-praktifches Handbuch der verfchiedenen Maurerarbeiten etc. Leipzig 1836.

Romberg, J. A. Die Steinmetz-Kunft in allen ihren Theilen. Magdeburg 1837.

Adhémar, A. J. *Traité de la coupe des pierres.* Paris 1837. — Deutfch von O. Möllinger. Solothurn 1842.

Romberg, J. A. Die Mauerwerks-Kunft in allen ihren Theilen. Wien 1838.

Ringleb, A. Lehrbuch des Steinfchnittes der Mauern, Bogen, Gewölbe und Treppen. Berlin 1844.

Toussaint de Sens. *Manuel de la coupe des pierres.* Paris 1844.

Leroy, Ch. F. A. *Traité de ſtéréotomie etc.* Paris 1844. (Deutſch von E. F. Kauffmann. Stuttgart 1847.)

Menzel, C. A. Der praktiſche Maurer etc. Halle 1846. (8. Aufl.: Der Steinbau. I. Theil. Von F. Heinzerling. Leipzig 1882—85.)

Grundlage der praktiſchen Baukunſt. I. Theil. Maurerkunſt etc. 4. Aufl. Berlin 1850.

Claudel, J. et L. Laroque. *Pratique de l'art de conſtruire. Maçonnerie etc.* Paris 1850. (4. Aufl. 1870.) — Deutſch von W. Hertel. Weimar 1860.

Wedeke, J. C. u. J. A. Romberg. Die Maurerwerksarbeiten. Leipzig 1853.

Harres, B. Die Schule des Maurers etc. Leipzig 1856. (5. Aufl. von E. Harres. 1881.)

Harres, B. Die Schule des Steinmetzen etc. Leipzig 1857. (2. Aufl. 1866.)

Fleischinger & Becker. Syſtematiſche Darſtellung der Bauconſtructionen. — Die Mauerwerks- oder Steinconſtructionen. Berlin 1862—64.

Brand, C. v. Praktiſche Darſtellung des Ziegelverbandes nach einfachen, allgemeinen, bisher unbekannten Geſetzen. Berlin 1864.

Demanet, A. *Guide pratique du conſtructeur; maçonnerie.* Paris 1864.

Menzel, C. A. Das Mauerwerk und der Mauerverband etc. Herausg. u. verm. von C. Schwatlo. Halle 1866.

Lavit, père et fils. *Traité de la coupe des pierres.* Marſeille 1866.

Möllinger, C. Elemente des Steinbaues etc. Heft 1: Konſtruktionen des Bruchſtein- und Quaderbaues. Halle 1869.

Möllinger, C. Bauconſtructions-Vorlagen der Baugewerksſchule zu Höxter. — Heft 1 u. 2: Mauerconſtructionen. Höxter 1880. — Heft 3: Conſtructionen des Bruchſtein- und Quaderbaues. Halle 1870.

Wehrle, J. Projective Abhandlung über Steinſchnitt etc. Zürich 1871—74.

Müller, H. Die Maurerkunſt. Leipzig 1875.

Hoffmann, E. H. Die Bauten von Stein. Leipzig 1875. (3. Aufl. Deutſche bautechniſche Taſchenbibliothek, Heft 7. 1884.)

Hammond, A. *Rudiments of practical bricklaying etc.* London 1875.

Scott Burn. *Building conſtruction, ſhowing the employment of brickwork and maſonry in the conſtruction of buildings.* Glasgow 1876.

Warren, S. E. *Stereotomy: problems in ſtone cutting etc.* New-York 1876.

Vorlegeblätter der Baugewerkſchule zu Holzminden. Mauer-Conſtructionen. Leipzig 1879.

Herdegen, F. u. A. Ranchner. Vorlagen für den bautechniſchen Unterricht an der Kgl. Induſtrieſchule etc. zu München. A. Bauconſtructionslehre. Lief. 1 u. 2. München 1880.

Monduit, L. *Étude pratique de la ſtéréotomie ou coupe des pierres.* Paris 1880.

Schmidt, O. Neuere Bauformen des Ziegel-, Quader- und Holzbaues. 1. Lief. Der Verband der Mauerſteine. Berlin 1881.

Schaupensteiner. Die Lehre vom Bauverband etc. Leipzig 1882.

2. Abſchnitt.

Conſtructions-Elemente in Holz.

Von Dr. F. Heinzerling.

1. Kapitel.

Holzverbände.

111. Zweck.

Der Holzverband bezweckt diejenige Vereinigung von Balken, Bohlen und Brettern, welche die Herſtellung der verſchiedenen Holz-Conſtructionen eines Hochbau-Objectes erfordert. Hölzerne Balken kommen mit Querſchnitts-Dimenſionen von 20 bis höchſtens 40 cm und Längen von 10 bis höchſtens 15 m, Bohlen in Stärken von 5 bis 10 cm, Breiten von 25 bis 40 cm und Längen von 3 bis 5, höchſtens 7,5 m, Bretter in Stärken von 1,5 bis 4,5 cm, Breiten von 15 bis 25 cm und Längen von 3 bis 4,5, höchſtens 6 m zur Anwendung.

Wo dieſe Abmeſſungen zu Hochbau-Conſtructionen von gröſserer Ausdehnung nicht ausreichen, bezweckt der Holzverband zur Herſtellung der erforderlichen Längen-, Breiten- und Stärken-Dimenſionen zunächſt:

a) eine Verlängerung der Verbandſtücke in wagrechter, lothrechter oder geneigter Richtung;

b) eine Verbreiterung der Verbandſtücke nach einer dieſer Richtungen, oder

c) eine Verſtärkung der Verbandſtücke durch Verbindung derſelben in der Richtung ihrer Dicke.

Wo ferner die Hochbau-Conſtructionen die Zuſammenſetzung von Verbandſtücken unter rechtem, ſpitzem oder ſtumpfem Winkel, alſo eine Winkelverbindung erfordern, bezweckt der Holzverband entweder:

d) einen Winkelverband in einer Ebene, oder

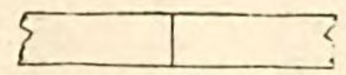
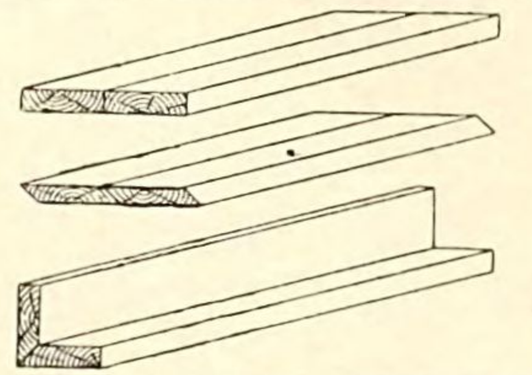
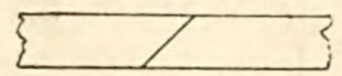
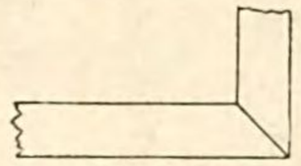
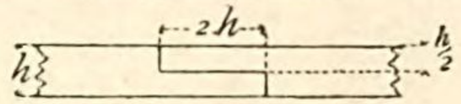
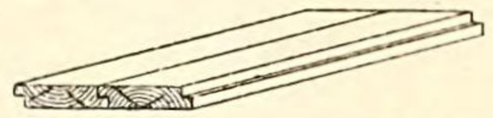
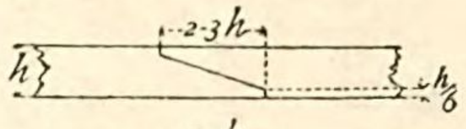
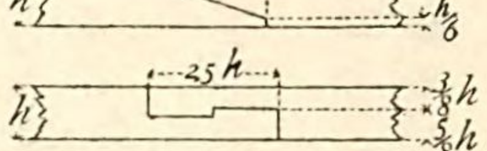
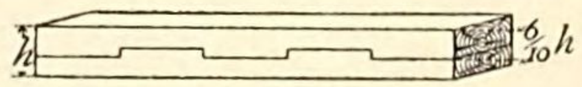
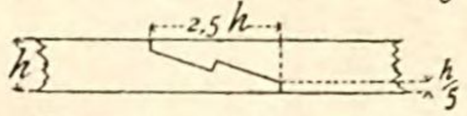
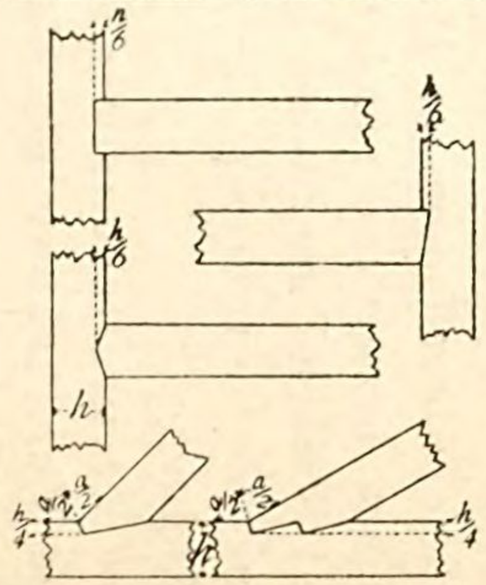
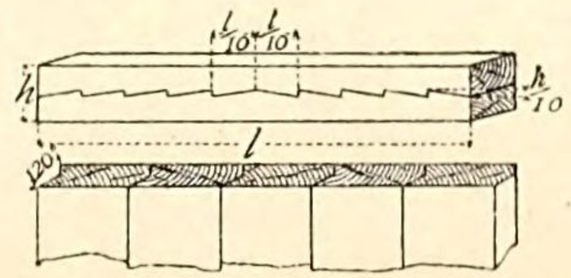
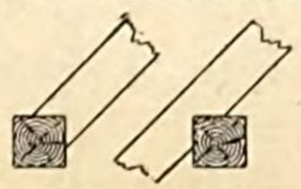
e) einen Winkelverband in zwei oder in mehreren parallelen Ebenen.

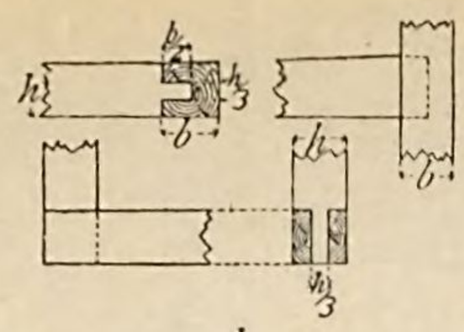
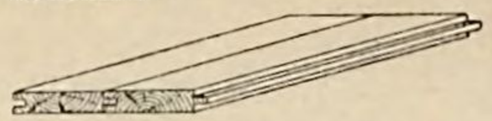
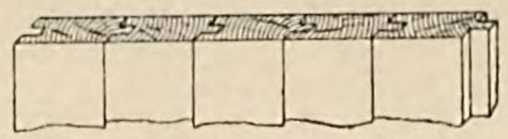
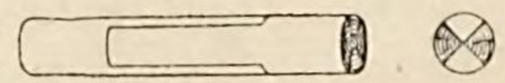
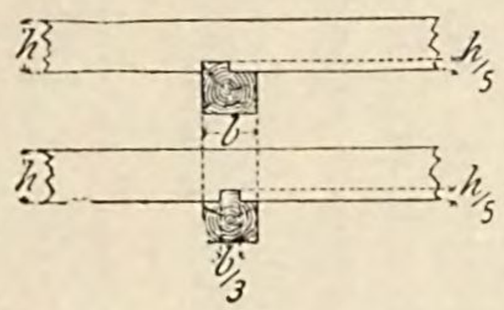
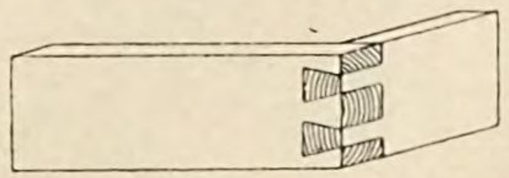
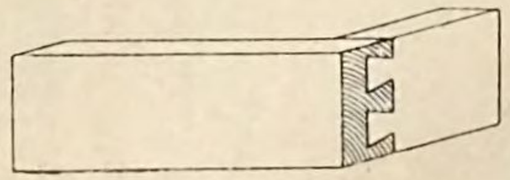
Nach dem vorliegenden beſonderen Bedürfniſſe bezweckt der Holzverband eine Verbindung nach einer Richtung, nach zwei oder nach drei zu einander normalen Richtungen, wovon jede der erſten beiden Verbindungen eine relativ feſte und nur die letztere eine abſolut feſte Verbindung iſt.

112. Verbindungsweiſe.

Jede Vereinigung zweier hölzernen Verbandſtücke wird durch die dem jeweiligen Zwecke entſprechende Form ihrer Berührungsflächen oder Fugen, und zwar — je nachdem nur eine Verbindung oder eine Befeſtigung derſelben nöthig iſt — ohne oder mit Anwendung beſonderer hölzernen oder eiſernen Befeſtigungsmittel bewirkt. Sowohl die Form der Fuge, als auch die Form und Lage des Befeſtigungsmittels hängen von der Feſtigkeit und der eigenthümlichen Faſer-Structur des Holzes ab.

Grundformen der Fuge.

	Kurze Fugen (Balken).			Lange Fugen (Bretter und Bohlen).		
Stofs (Stofsen).	Gerader Stofs	I		Stumpfe Fuge (Säumen)	Ia	
	Schräger Stofs	II		Schräge Fuge (Meffern)	IIa	
	Stofs auf Gehrung	III		Fuge auf Gehrung	IIIa	
Blatt (Verblatten).	Gerades Blatt	IV		Falz (Verfalzung)	IVa	
	Schräges Blatt	V				
	Gerades Hakenblatt	VI		Verfchränkung	VIa	
	Schräges Hakenblatt	VII				
Verfatzung (Verfatzen).	Gerade Verfatzung	VIII		Verzahnung	IXa	
	Schräge Verfatzung	IX				
	Gebrochene Verfatzung	X		Keilfpundung	Xa	
	Einfache Verfatzung	XI				
	Doppelte Verfatzung	XII				
Klaue (Aufklauen).	Einfache Klaue	XIII				
	Klaue mit Zapfen im Neft	XIV				

Zapfen (Verzapfen).	Blattzapfen	XV		Verzapfung	XV a	
	Schlitz- oder Scherzapfen	XVI		Nuth und Feder	XV b	
	Nuthzapfen	XVII		Quadratſpundung	XVII a	
	Keilzapfen	XVIII		Nuthen auf den Grat	XVIII a	
	Bruſtzapfen	XIX				
	Weiſsſchwanzzapfen (mit Keil)	XX				
	Kreuzzapfen	XXI		Anſchäften	XXI a	
Kamm (Verkämmen).	Einfacher Kamm	XXII		Nuth und Feder	XXII a	
	Doppelter Kamm	XXIII		Desgl.	XXIII a	
	Schwalbenſchwanzkamm	XXIV		Verzinkung	XXIV a	
	Weiſsſchwanzkamm	XXV				
	Kreuzkamm	XXVI		Verdeckte Verzinkung	XXIV b	

Während die Zug- und Druckfeſtigkeit des Holzes nicht weſentlich verſchieden iſt, da letztere zwiſchen ca. $^3/_4$ bis $^7/_8$ der erſteren ſchwankt, ſo iſt die Schubfeſtigkeit deſſelben ſehr verſchieden, je nachdem die Schubkraft parallel oder normal zu der Richtung der Faſern wirkt, da die erſtere nur zu etwa $^2/_7$ der letzteren angenommen werden kann. Alle Holzverbände ſind daher ſo anzuordnen, daſs, wo möglich, nur die Druck- oder Zugfeſtigkeit des Holzes und deſſen Schubfeſtigkeit normal zu ſeiner Faſerrichtung zur Wirkung kommt und daſs, wo deſſen Schubfeſtigkeit parallel zu ſeiner Faſerrichtung in Anſpruch genommen werden muſs, Form und Maſs der Fuge der relativ geringeren Leiſtungsfähigkeit des Holzes vollkommen entſprechen.

Zur Erhöhung ihrer Dauer ſind die Holzverbände möglichſt ſo anzuordnen, daſs ein Eindringen von Feuchtigkeit in die Fuge, alſo die Entſtehung von Fäulniſs in derſelben, thunlichſt verhütet wird, oder daſs, wo das Eindringen von Näſſe nicht zu verhindern iſt, dieſelben wenigſtens ſo angeordnet werden, daſs die Näſſe leicht abziehen kann und die Luft Zutritt hat, um das Austrocknen zu befördern.

113. Grundformen der Fuge.

Die Form der Fuge muſs ſtets ein An- oder Ineinanderfügen der Verbandſtücke geſtatten; ſie ſtellt alſo, da die letzteren auf dem umgekehrten Wege aus einander genommen werden können, an und für ſich eine Verbindung, nicht aber eine Befeſtigung her. Sie reicht für ſich nur in den Fällen aus, wo eine Verſchiebung nach einer oder nach zwei zu einander ſenkrechten Richtungen zu vermeiden iſt, und geſtattet in dieſen Fällen eine Verbindung herzuſtellen, welche die Befeſtigung der Verbandſtücke erſetzt. Zur Verbindung von Balken und Pfählen, als Verbandſtücken mit kurzen Fugen, dienen: der Stoſs, das Blatt, die Verſatzung, der Zapfen, die Klaue und der Kamm; zur Verbindung von Balken, Pfählen, Bohlen und Brettern, als Verbandſtücken mit langen Fugen, dienen: das Säumen oder Fugen, der Falz, die Verſchränkung, die Verzahnung, die Spundung, die Verzapfung, die Verzinkung, Nuth und Feder und das Anſchäften, welche mit den erſtgenannten Verbindungen verwandt, und zwar theils Verlängerungen, theils Wiederholungen derſelben ſind. Eine Ueberſicht über dieſe Grundformen der Fuge, worin die verwandten Formen gegenüber geſtellt ſind, giebt die umſtehende Tafel.

a) Befeſtigungsmittel.

Da die Form der Fuge für ſich allein nicht ausreicht, um eine Befeſtigung der Verbandſtücke herzuſtellen, ſo wendet man hierzu beſondere Verbandſtücke an, welche nach Maſsgabe der an ſie geſtellten Anforderungen entweder aus hartem Holze oder aus Eiſen, und zwar, je nach der Art ihrer Beanſpruchung, aus Schmiedeeiſen, aus Guſseiſen oder aus beiden zugleich beſtehen.

1) Befeſtigungsmittel aus Holz.

Die wichtigſten hölzernen Befeſtigungsmittel ſind Dollen, Dübel und Federn, Nägel, Keile, Klammern und Laſchen.

114. Dollen.

α) Die Dollen (ſiehe Fig. 270 u. 300) dienen zur Befeſtigung von Balken bei deren Verlängerung oder Winkelverbindung und beſtehen in cylindriſchen oder vier- und mehrſeitig prismatiſchen Holzſtückchen, welche bezw. die ganze bis halbe und die halbe Dicke der Verbandſtücke zur Länge und $^1/_{10}$ bis $^1/_5$ derſelben zur Stärke erhalten. Die Dollen, welche erſt unten, dann oben mit Anwendung von heiſsem Theer oder Leim in ihre Sitze feſt eingetrieben werden, ſind äuſserlich nicht ſichtbar.

β) Die Dübel (ſiehe Fig. 318 bis 320[65]) ſollen eine Verſchiebung auf einander gelegter Verbandſtücke nach einer Richtung verhindern und beſtehen in prismatiſchen Holzſtücken mit meiſt quadratiſchem oder rechteckigem, bisweilen doppelt ſchwalbenſchwanzförmigem Querſchnitt. Sie erhalten die halbe bis ganze Breite ihrer Verbandſtücke zur Länge, je nachdem ſie verdeckt oder äuſserlich ſichtbar ſein ſollen, deren halbe bis viertel Höhe zur Breite und 1/10 bis 1/6 dieſer Höhe zur Dicke. Um die äuſserlich ſichtbaren Dübel beim Schwinden der Verbandſtücke nachtreiben zu können, erhalten ſie vortheilhaft die Form ſchlanker Keile. 115. Dübel.

γ) Die Nägel (ſiehe Fig. 274, 285, 287, 293, 295 u. 296) dienen zur Befeſtigung von über einander verlegten Verbandſtücken und beſtehen in vier- bis achtſeitigen prismatiſchen Holzſtückchen, welche bei einer Stärke von 1 bis 3 cm die Höhe beider Verbandſtücke zur Länge erhalten und in vorher gebohrte Nagellöcher eingetrieben werden. Durch coniſche Erweiterung der Nagellöcher nach aufsen und durch Eintreiben kleiner Keile in die Hirnenden der Nägel laſſen ſich deren Enden nach Art verſenkter Nietköpfe verdicken, wodurch die Befeſtigung der Verbandſtücke nach der Längenaxe der Nägel weſentlich erhöht wird. 116. Nägel.

δ) Die Keile (ſiehe Fig. 275, 276 u. 292) kommen als einfache und doppelte zur Verwendung. Die erſteren dienen theils zum Aneinanderpreſſen von Verbandſtücken, theils zum Auseinandertreiben von Zapfen und Nägeln innerhalb ihrer Sitze, die letzteren zum Auseinanderpreſſen paralleler Fugen behufs dichteren Anſchluſſes der Verbandſtücke, wie z. B. bei der Verdübelung von Balken (ſiehe Fig. 320). 117. Keile.

ε) Die Klammern dienen zur Befeſtigung neben einander befindlicher Verbandſtücke und beſitzen die Form eines doppelten Schwalbenſchwanzes, welcher verdeckt oder äuſserlich ſichtbar eingelegt wird, die Hälfte ſeiner Länge zur Breite und 1/4 bis 1/3 ſeiner Breite zur Dicke erhält. 118. Klammern.

2) Befeſtigungsmittel aus Eiſen.

Die wichtigſten eiſernen Befeſtigungsmittel ſind Schrauben, Nägel, Klammern, Schienen, Ringe, Anker und Hängeeiſen.

ζ) Die Schrauben dienen zum dichten Aneinanderpreſſen der Verbandſtücke. Bei Balken und ſtarken Bohlen wendet man Kopfſchrauben (Schraubenbolzen), bei ſchwachen Bohlen und Brettern ſog. Holzſchrauben an. 119. Schrauben.

α) Die Schraubenbolzen (ſiehe Fig. 281, 283 u. 316 bis 320) erhalten Längen und Dicken, welche bezw. der Stärke der Verbandſtücke und dem erforderlichen Grade der Zuſammenpreſſung entſprechen müſſen, die in den einzelnen Fällen verſchieden ſind. Ueber die zu wählenden Dimenſionen der Bolzen, Köpfe, Muttern und Unterlagsplättchen iſt im folgenden Abſchnitt (Kap. 1, unter b) das Erforderliche zu finden.

β) Die Holzſchrauben erhalten, je nachdem ſie verſenkt werden ſollen oder nicht, bezw. einen umgekehrt coniſchen oder faſt halbkugelförmigen Kopf, welcher jederzeit mit einem Einſchnitte zum Einſetzen des Schraubenziehers verſehen iſt, und eine ſchlank coniſche Spindel mit Schraubengängen, welche im Querſchnitt ein rechtwinkeliges, meiſt gleichſchenkeliges Dreieck zeigen.

η) Die Nägel (ſiehe Fig. 306 u. 313) dienen ebenfalls zum Aneinanderpreſſen der Verbandſtücke, erhalten je nach deren beſonderem Zwecke ſchlanke, keilförmig 120. Nägel.

---

[65]) Siehe die Fuſsnote 60 auf S. 86.

zulaufende Schäfte mit dreieckigem, rechteckigem oder quadratiſchem Querſchnitt oder cylindriſche Schäfte und höhere pyramidenförmige, halbkugelförmige, flache oder coniſche Köpfe von quadratiſcher, ovaler oder runder Grundform. Hiernach unterſcheidet man die Nägel im engeren Sinne, die Spieker, die Querköpfe und die gewöhnlich aus ungeglühtem Eiſendraht maſchinell hergeſtellten Drahtſtifte. Die gröſseren Nägel (Leiſtnägel), welche zur Befeſtigung der gröſseren Verbandſtücke dienen und auf beſondere Beſtellung bis zu 50 cm Länge und darüber geſchmiedet werden, ſind in Längen von 15 bis 30 cm im Handel, während die kleineren Nägel, Spieker und Querköpfe, je nachdem ſie zur Befeſtigung von Bohlen oder Brettern dienen, Längen von 5 bis 15 cm und die Drahtſtifte Längen von 1 bis 20 cm und 0,25 bis 6 mm Schaftdurchmeſſer erhalten.

121. Klammern.

ϑ) Die Klammern (ſiehe Fig. 266 u. 272) dienen theils zum Zuſammenhalten zweier geſtoſsenen Balkenſtücke und bilden dann U-förmig gebogene, ſog. Hakenklammern mit 20 bis 40 cm langem Zwiſchenſtück und kürzeren, entweder ſpitzen Enden (Fig. 266), welche mit dem Hammer eingetrieben, oder ſtumpfen Enden, welche paarweiſe ſich gegenüber eingelaſſen und durch Schrauben angezogen werden, theils zum Feſthalten anderer Befeſtigungsſtücke mit 5 bis 10 cm langem Zwiſchenſtück und mindeſtens eben ſo langen ſpitzen Enden (Fig. 272).

122. Schienen.

ι) Die Schienen (ſiehe Fig. 268, 273 u. 277) dienen ebenfalls zum Zuſammenhalten geſtoſsener Balken und beſtehen aus Flacheiſen, welche paarweiſe ſich gegenüber auf die Balken gelegt oder in dieſelben eingelaſſen und entweder feſt genagelt oder durch Schraubenbolzen angezogen werden.

Die Stärke jener Hakenklammern und dieſer Schienen, ſo wie die erforderliche Zahl und Stärke der Schraubenbolzen und Nägel hängt von dem Zuge ab, welchen ein Balken auf den anderen übertragen ſoll und welchem die erſteren mit ihrer Zugfeſtigkeit, die letzteren mit ihrer Schubfeſtigkeit zu widerſtehen haben.

123. Ringe.

ϰ) Die Ringe (ſiehe Fig. 270 u. 278) ſind kreisförmig gebogene Flacheiſen, welche entweder eine Verſchiebung geſtoſsener, lothrechter Pfähle verhindern ſollen und dann in dieſelben eingelaſſen werden und aus einem Stück beſtehen, oder die durch Ueberblattung oder Verzapfung verbundenen Pfähle zuſammenhalten ſollen und dann aus je zwei durch ein Scharnier verbundenen Hälften beſtehen, welche in die Stämme eingelaſſen und durch in einander greifende Oeſen und Stifte zuſammengehalten werden.

124. Anker.

λ) Die Anker, welche zur Verbindung der Balken mit dem Mauerwerk dienen, die ſog. Gebälk- oder Balken-Anker, beſtehen aus Flacheiſen, welche an dem im Mauerwerke ſteckenden oder auſserhalb der Mauer befindlichen Ende mit der zur Aufnahme eines eiſernen Splintes erforderlichen Oeſe verſehen, am anderen, dem Balken anliegenden Ende etwas übergebogen und durch Nägel nebſt Klammer mit dem Balken feſt verbunden ſind. (Ueber Einzelheiten in der Geſtaltung ſolcher Anker ſiehe den nächſten Abſchnitt, Kap. 5.)

125. Hängeeiſen.

μ) Die Hängeeiſen (ſiehe Fig. 356, 363, 365 u. 367), welche zur Verbindung lothrechter und wagrechter Balken dienen, werden an die erſteren (Hängeſäulen) eben ſo wie die Schienen, und zwar mittels der erforderlichen Zahl von Schraubenbolzen, angeſchloſſen, während ſie unten entweder direct verbunden ſind, alſo aus einem Stücke beſtehen, oder in Schraubenſpindeln endigen, durch welche je ein die wagrechten Balken unterſtützendes eiſernes Querplättchen geſteckt und mittels je zweier ſtarken Muttern angezogen wird. Nur wenn die Hängeſäulen durch eine meiſt runde Hänge-

ſtange (ſiehe Fig. 359) erſetzt werden, läſſt man dieſelbe durch die wagrechten Balken reichen, verſieht ſie unten mit einer Spindel und unterſtützt die letzteren durch einen kurzen ſchmiedeeiſernen Sattel, welchen man mittels einer Mutter anzieht.

b) Holzverbände.

1) Verlängerung der Verbandſtücke (Balken).

126. Gerader und ſchräger Stoſs.

α) Der gerade Stoſs (I[66]) dient zur wagrechten und lothrechten Verlängerung; er fordert im erſteren Falle eine Unterſtützung an der geſtoſsenen Stelle und widerſteht nur einem Druck nach der Längsaxe der geſtoſsenen Balken oder Pfähle. Eine ſeitliche Verſchiebung und ein Auseinanderziehen derſelben wird durch Anwendung von eiſernen Klammern (Fig. 266), Schienen und von Platten mittels Schraubenbolzen (Fig. 268 u. 269) verhindert. Bei der lothrechten Verlängerung oder beim Aufpfropfen von Pfoſten und Pfählen wird der gerade Stoſs in Verbindung mit eingelaſſenem ſchmiedeeiſernem Ringe und hölzernen oder eiſernen Dollen (Fig. 270), mit gufseiſernem Zwiſchenſtück (Fig. 271), mit mehreren ſchmiedeeiſernen Klammern (Fig. 272) oder mit mehreren ſchmiedeeiſernen Schienen, welche über den Stoſs genagelt und, zur Vermeidung von Verbiegungen durch Druck und Stoſs, mit nach der Längsaxe ovalen Nagellöchern verſehen werden (Fig. 273), angewendet. Dieſe Verbindungen eignen ſich beſonders zum Aufpfropfen von Rammpfählen für Pfahlroſt-Gründungen, weil ſie die Pfähle beim Einrammen am meiſten gegen das Spalten oder Splittern ſchützen.

Fig. 266.

Fig. 268.

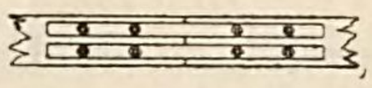


Fig. 269.

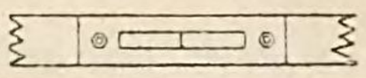
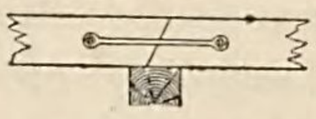


Fig. 267.



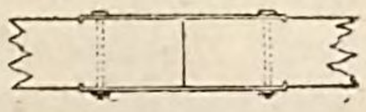


Fig. 270.

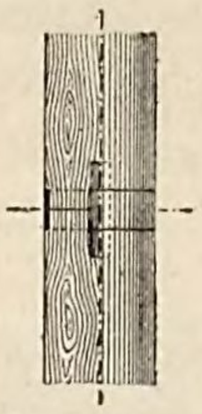


Fig. 271.

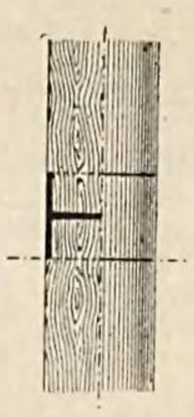


Fig. 272.

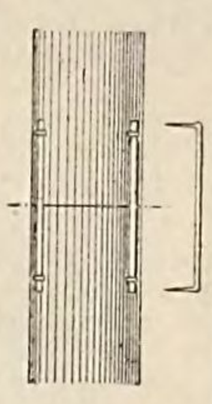
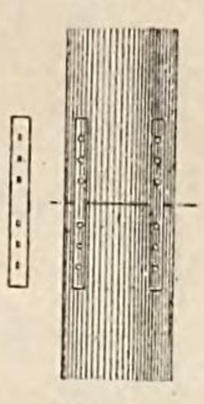


Fig. 273.

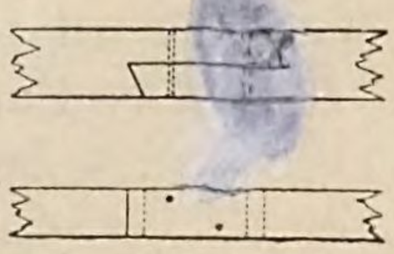


β) Der ſchräge Stoſs (II) dient zur wagrechten Verlängerung, erhält eine Neigung von 2 : 1, leiſtet übrigens nicht mehr, als der gerade Stoſs, und wird meiſt durch die bei dieſem angeführten eiſernen Befeſtigungsmittel gegen ſeitliche Verſchiebung und Auseinanderziehen nach der Längsaxe der Balken geſichert (Fig. 267).

127. Gerades und ſchräges Blatt.

γ) Das gerade Blatt (IV) dient zur Verlängerung wagrechter Verbandſtücke, welche ſich bei einer Stärke von derſelben Balkenhöhe wechſelſeitig um das Doppelte der Balkenhöhe übergreifen und durch hölzerne, etwas verſetzte Nägel befeſtigt werden. Hierbei hebt ſich das gerade Blatt mit ſchrägen Hirnſchnitten (Fig. 274) weniger leicht aus, als dasjenige mit geraden Schnitten. Beide bedürfen einer Unterſtützung unter der Verbandſtelle und werden nur zur Verbindung höherer Balken verwendet.

Fig. 274.



δ) Das ſchräge Blatt (V) wird, wie das gerade, nur bei etwas niedrigen Balken angewendet, erhält jedoch das Dreifache

66) Die eingeklammerten römiſchen Zahlen verweiſen auf die ihnen entſprechenden Nummern der Tabelle »Grundformen der Fuge« auf S. 92 u. 93.

BAYERISCHE STAATS-BIBLIOTHEK MÜNCHEN

der Balkenhöhe zum Uebergriff, während die normalen Einſchnitte nur 1/6 derſelben betragen. Auch hier erfolgt eine Befeſtigung durch verſetzte Holznägel.

128. Gerades und ſchräges Hakenblatt.

ε) Das gerade Hakenblatt (VI) mit geraden oder ſchrägen Hirnſchnitten bezweckt eine Verlängerung wagrechter Verbandſtücke, welche zugleich einem Auseinanderziehen widerſtehen ſollen und, wenn noch eine ſeitliche Verſchiebung derſelben verhindert werden ſoll, durch hölzerne Nägel befeſtigt werden. Auch das gerade Hakenblatt mit ſchrägen Hirnſchnitten, welches ſtatt der Holznägel einen Doppelkeil (Fig. 275) erhält, verhindert gleichzeitig Aushebung und ſeitliche Verſchiebung.

Fig. 275.

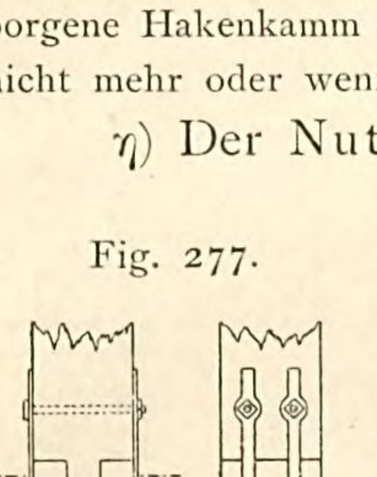
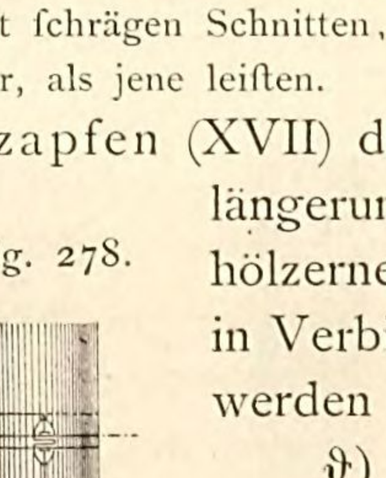


Fig. 276.



ζ) Das ſchräge Hakenblatt (VII) wird zu demſelben Zwecke, wie das gerade, und zwar ohne oder mit Doppelkeil, angewendet. Beſonders im erſteren Falle befeſtigt man die Verbandſtücke mit je zwei Holznägeln oder beſſer mit je zwei Schraubenbolzen (Fig. 276).

Die beiden zuletzt genannten Verbindungen laſſen ſich vom Zimmermann leicht mittels Winkeleiſen, Säge und Beil herſtellen, während Längenverbindungen, wie das ſog. verdeckte Hakenblatt und der verborgene Hakenkamm mit ſchrägen Schnitten, die Anwendung des Stemmeiſens erfordern und gleichwohl nicht mehr oder weniger, als jene leiſten.

129. Nuth- und Kreuzzapfen.

η) Der Nuthzapfen (XVII) dient zur lothrechten, ſeltener zur wagrechten Verlängerung beſchlagener Pfoſten oder Balken, welche durch hölzerne Nägel, beſſer durch ſchmiedeeiſerne Schienen in Verbindung mit Schraubenbolzen an einander befeſtigt werden (Fig. 277).

Fig. 277.

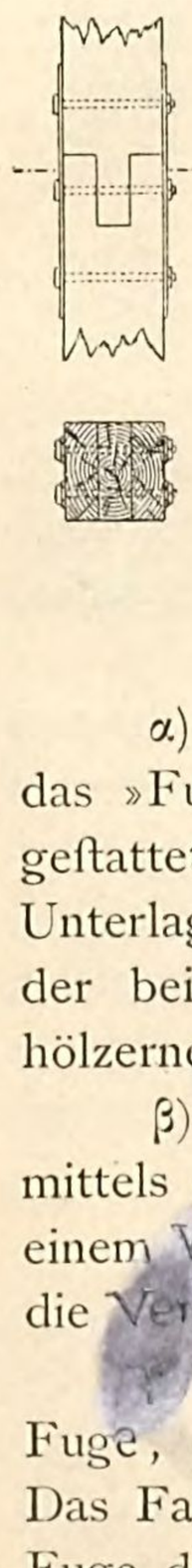
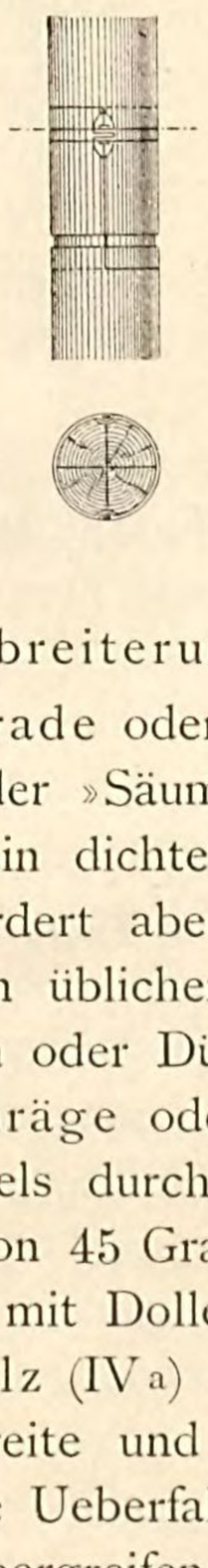


Fig. 278.



ϑ) Der Kreuzzapfen (XXI) wird ausſchlieſslich zur lothrechten Verlängerung von Pfählen, und zwar in Verbindung mit den unter den Befeſtigungsmitteln erwähnten zweitheiligen Ringen (Fig. 278) verwendet und eignet ſich beſſer zum Aufpfropfen von Pfählen mit ruhender Belaſtung, als von Rammpfählen, da er deren Spalten und Splittern befördert.

2) Verbreiterung der Verbandſtücke (Bretter und Bohlen).

130. Gerade und ſchräge Fuge.

α) Die gerade oder ſtumpfe Fuge (Ia), welche mit dem Handfughobel durch das »Fugen« oder »Säumen« hergeſtellt wird und dem geraden Stoſse entſpricht, geſtattet zwar ein dichtes Aneinanderlegen der Bohlen und Bretter auf geeigneter Unterlage, erfordert aber zu ihrer Befeſtigung innerhalb der Fuge, abgeſehen von der bei Brettern üblichen Verleimung oder ſchrägen Nagelung, die Anwendung hölzerner Dollen oder Dübel.

β) Die ſchräge oder ſpitze Fuge (IIa) entſpricht dem ſchrägen Stoſs, wird mittels des Hobels durch das »Meſſern« hergeſtellt, jedoch nicht ſpitzer als unter einem Winkel von 45 Grad, und geſtattet zwar eine lothrechte Nagelung, aber nicht die Verbindung mit Dollen oder Dübeln.

131. Falz.

γ) Der Falz (IVa) entſpricht dem geraden Blatt, bildet alſo eine gebrochene Fuge, deren Breite und Tiefe gewöhnlich der halben Bohlenſtärke gleich kommt. Das Falzen (die Ueberfalzung, die halbe Spundung) bezweckt ein Schlieſsen der Fuge durch Uebergreifen der Verbandſtücke und wird bei wagrechter und geneigter Lage, ſo wie bei lothrechter Stellung von Brettern angewendet.

δ) Die Spundung entſpricht der Verzapfung und bezweckt das Ineinandergreifen der Verbandſtücke mittels einer Vertiefung (Nuth) und einer Erhöhung (Feder), welche genau in einander greifen müſſen. Je nachdem dieſe Feder drei- oder rechteckig iſt, unterſcheidet man die Keilſpundung (Xa) und die Quadratſpundung (XVIIa), wovon die erſtere in verſchiedenen Formen vorkommt, die letztere zur Verbindung von Brettern und Bohlen (Spundwände) Anwendung findet (ſiehe Fig. 309 bis 312 u. Fig. 314). 132. Spundung.

ε) Nuth und Feder (XVb) dient zur Verbindung von Bohlen oder Brettern, welche an den Seiten ſämmtlich durchgehende Nuthen erhalten, in welche eine ebenfalls durchgehende, aus härterem Holze oder aus ſtarkem Zinkblech beſtehende Feder eingeſchaltet wird. 133. Nuth und Feder.

3) Verſtärkung der Verbandſtücke (Balken).

Die Verſtärkung von Balken geſtaltet ſich verſchieden, je nachdem ſie in wagrechter und geneigter Lage oder in lothrechter Stellung belaſtet werden ſollen. 134. Verſchiedenheit.

Werden zwei Balken wagrecht der Länge nach über einander gelegt und ſymmetriſch ſo belaſtet, daſs ſie ſich durchbiegen, ſo verſchieben ſich ihre Berührungsflächen in der Balkenmitte nicht und von da nach beiden Seiten um ſo mehr, je näher ſie den Balkenenden rücken, wo dieſe Verſchiebung ihr Maximum erreicht. Werden nun jene Balken an ihren Berührungsflächen ſo verbunden, daſs eine ſolche Verſchiebung nicht eintreten kann, ſo wird zugleich ihre Durchbiegung verhindert, alſo ihre Tragfähigkeit vermehrt. Dieſer Zweck wird theils durch die Form der Berührungsfläche (Verzahnung), theils durch Dübel erreicht, welche man zwiſchen die beiden Balken ſchiebt und in dieſelben etwas eingreifen läſſt (Verdübelung). Um einen dichten Anſchluſs der Balken an einander zu bewirken, werden ſie in allen dieſen Fällen durch Schraubenbolzen gegen einander gepreſſt, welche zugleich ihrer Verſchiebung entgegenwirken, überhaupt die Anfangs getrennten Balken ſo verbinden ſollen, daſs ſie als ein einziger Balken wirken.

α) Die Verzahnung (IXa). Die Zähne erhalten eine Länge von 0,8 bis 1,0 und eine Höhe von 0,1 der ganzen Balkenſtärke (ſiehe Fig. 316 u. 317) und werden zum Zwecke eines genauen Ineinandergreifens ſorgfältig abgehobelt. Wo in Folge ungenauer Arbeit zwiſchen den einzelnen Zähnen Lücken bleiben, pflegt man dieſelben durch ſeitliches Eintreiben ſchlanker Keile von hartem Holze auszufüllen, ein Mittel, welches man gleichzeitig zu dem Zwecke anwendet, um ein Ineinanderpreſſen der Zähne an ihren Hirnflächen zu verhindern. Da bei und nach dem Eintreiben der Keile Langholz auf Hirnholz drückt und die Keile ihrer Breite nach allmählich ſchwinden und dann wegen des Widerſtandes der Schraubenbolzen kaum mit dem gewünſchten Erfolge nachgetrieben werden können, ſo empfiehlt es ſich, ſtatt der hölzernen Keile hinreichend breite Plättchen aus Zink-, Kupfer- oder Eiſenblech zwiſchen die Hirnholzflächen der Zähne zu legen, dieſe letzteren aber mit möglichſter Genauigkeit zu bearbeiten. Da indeſs ein allſeitiges dichtes Ineinandergreifen der Zähne ſchwer zu erreichen iſt und die Verzahnung überdies eine Schwächung der Balken um 0,1 ihres Geſammtquerſchnittes erfordert, ſo erſetzt man die Verzahnung faſt ſtets durch 135. Verzahnung.

β) die Verdübelung (ſiehe Fig. 318 bis 320). Die Dübel, welche die Stelle der Zähne vertreten und ſammt ihren Sitzen ſich leichter, wie die letzteren, genau bearbeiten laſſen, ſind prismatiſche, beſſer ſchwach keilförmige Stücke aus hartem Holze, welche man in das Innere der Balken, alſo verdeckt, einlegt oder beſſer, um 136. Verdübelung.

ſie längs der vollen Breite der Balken wirken zu laſſen, über die Seitenflächen der Balken etwas hervorragen läfft. Man verlegt ſie theils parallel, theils geneigt zu den Berührungsflächen der Balken, indeſs, um ein Ineinanderpreſſen an den lothrechten Berührungsflächen der Dübel und Balken möglichſt zu verhindern, ſo, daſs ihr Hirnholz auf dasjenige der Balken trifft. Die Dicke der Dübel wechſelt in der Praxis zwiſchen $^1/_{10}$ und $^1/_6$ der geſammten Balkenhöhe. Länge und Vertheilung der Dübel wechſeln mit der Zahl und Abmeſſung der verdübelten Balken, ſo wie mit der Beſchaffenheit der angewendeten Holzarten und ergeben ſich aus folgender Berechnung.

Die Dübel haben unter Einwirkung der horizontalen Schubkraft ſowohl einer Zerdrückung, als einer Abſcherung zu widerſtehen; auch darf ein Abſcheren des zwiſchen zwei Dübeln befindlichen Balkenſtückes nicht eintreten. Bezeichnet Q die in einem beliebigen Querſchnitte wirkende Transverſalkraft, $\mathcal{J}$ das Trägheitsmoment des ganzen Querſchnittes und $S_{z_1}^{a_1}$ das ſtatiſche Moment des zwiſchen der äuſserſten und der im Abſtande z_1 von der neutralen Axe gelegenen Faſerſchicht befindlichen Flächentheiles, ſo iſt die horizontale, auf die Längeneinheit wirkende Schubkraft [67])

$$H = \frac{Q}{\mathcal{J}} S_{z_1}^{a_1}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 1.$$

welche demnach ſowohl von der äuſserſten nach der neutralen Faſerſchicht hin, als auch von der Trägermitte nach den Trägerenden hin zunimmt, daher in der neutralen Faſerſchicht und in den beiden über den Stützen befindlichen Verticalebenen je ein relatives und da, wo jene Schicht und dieſe Verticalebene zuſammentreffen, ihr abſolutes Maximum erreicht.

Für Träger aus mehreren verdübelten Balken von der Breite b und Geſammthöhe h, welche durch Schraubenbolzen mit dem Durchmeſſer d zuſammengehalten ſind, ergiebt ſich mit Bezug auf die Bezeichnungen in Fig. 279 das Trägheitsmoment [68])

Fig. 279.

$$\mathcal{J} = \frac{b-d}{12} \left[h^3 - h_1^3 + h_2^3 - h_3^3 + h_4^3 - \ldots .\right], \quad \ldots \ldots \quad 2.$$

und das auf die neutrale Faſerſchicht bezogene ſtatiſche Moment

$$S_0^{\frac{h}{2}} = \frac{b-d}{8} \left[h^2 - h_1^2 + h_2^2 - h_3^2 + h_4^2 - \ldots .\right]; \quad \ldots \quad 3.$$

mithin, wenn die beiden Werthe eingeführt werden, die in der neutralen Faſerſchicht wirkende Schubkraft

$$H = \frac{3}{2} Q \left[\frac{h^2 - h_1^2 + h_2^2 - h_3^2 + h_4^2 - \ldots .}{h^3 - h_1^3 + h_2^3 - h_3^3 + h_4^3 - \ldots .}\right], \quad \ldots \ldots \quad 4.$$

oder, wenn von einer Verſchwächung durch die zwiſchen den einzelnen Balken befindlichen Zwiſchenräume abgeſehen werden kann, annäherungsweiſe

$$H = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{h} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 5.$$

Dieſe Gleichung gilt für Träger mit zwei verdübelten Balken, bei welchen die Dübel längs der neutralen Faſerſchicht angeordnet ſind. Bei Trägern mit drei verdübelten Balken wird für jede der beiden um $\frac{h}{6}$ von der neutralen Faſerſchicht abſtehenden Dübelſchichten die Schubkraft

$$H = \frac{4}{3} \cdot \frac{Q}{h} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 6.$$

Fig. 280.

Wird allgemein die horizontale Schubkraft

$$H = \alpha \frac{Q}{h} \quad \ldots \ldots \quad 7.$$

geſetzt, ſo iſt für den Fall des Gleichgewichtes, wenn m Schrauben mit der Reibung R auf den Abſtand a je zweier Dübel kommen, b die Breite der Balken und $\frac{\delta}{n}$ den Eingriff eines Dübels in einen Balken bezeichnet, wenn kein Zerdrücken des Balkens, bezw. Dübels ſtattfinden ſoll, unter Hinweis auf Fig. 280

---

67) Nach Gleichung 74., S. 286 in Theil I, Bd. 1, dieſes »Handbuches«.

68) Nach Gleichung 43., S. 266 ebendaſ.

$$Ha - Rm = p\,\frac{b\,\delta}{n}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 8.$$

worin p die kleinſte zuläſſige Preſſung pro Flächeneinheit bedeutet. Wird hierin der allgemeine Werth von H aus Gleichung 7. eingeführt und angenommen, daſs der Querſchnitt $\frac{\pi\,d^2}{4}$ jedes Schraubenbolzens die volle Zugfeſtigkeit s der Flächeneinheit auszuhalten hat, ſo iſt, wenn μ den Reibungs-Coefficienten von Holz auf Holz bezeichnet, die gröſste zuläſſige Entfernung der Dübel

$$a = \frac{h}{\alpha\,Q}\left(p\,\frac{b\,\delta}{n} + \mu\,m\,s\,\frac{\pi\,d^2}{4}\right), \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 9.$$

worin $\mu = 0{,}5$, $m = \frac{1}{2}$ und $d = \frac{b}{10}$ angenommen werden kann.

Soll ein Abſcheren des Dübels nicht ſtattfinden, ſo iſt, wenn die durch den Bolzen erzeugte Reibung durch hölzerne Einlagen aufgehoben wird, wenn ferner v die Schubfeſtigkeit des Dübelholzes und β die Breite des Dübels bedeutet, für den Fall des Gleichgewichtes

$$Ha - Rm = v\,b\,\beta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 10.$$

Soll gleiche Sicherheit gegen Zerdrücken und Abſcheren der Dübel beſtehen, ſo erhält man durch Verbindung der Gleichungen 8. und 10. allgemein die Breite des Dübels

$$\beta = \frac{p}{v}\cdot\frac{\delta}{n}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 11.$$

und, wenn $\frac{p}{v} = \frac{480}{80}$ geſetzt wird, für dieſen beſonderen Fall

$$\beta = 6\,\frac{\delta}{n},$$

alſo gleich dem 6-fachen ihres Eingriffes in einen Balken.

Damit ein Abſcheren des zwiſchen zwei Dübeln befindlichen Balkenſtückes nicht ſtattfinde, iſt, wenn mit v deſſen Schubfeſtigkeit und mit β die Länge jedes Dübels bezeichnet wird,

$$Ha - Rm = v\,b\,(a - \beta); \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 12.$$

daher darf nach Einführung der Werthe H und R, wenn ein Abſcheren der Dübel nicht eintreten ſoll, die Entfernung derſelben höchſtens

$$a = \frac{h}{\alpha\,Q - v\,b\,h}\left(\frac{m\,\pi\,\mu\,s}{4}\,d^2 - v\,b\,\beta\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 13.$$

betragen.

Soll endlich gleiche Sicherheit gegen Zerdrücken und Abſcheren der Balken ſtattfinden, ſo erhält man durch Verbindung der Gleichungen 8. und 12. allgemein die Entfernung der Dübel

$$a = \beta + \frac{p}{v}\cdot\frac{\delta}{n}; \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 14.$$

mithin, wenn wieder $\frac{p}{v} = \frac{480}{60}$ geſetzt wird, für dieſen beſonderen Fall die Entfernung der Dübel

$$a = \beta + 8\,\frac{\delta}{n}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 15.$$

alſo gleich ihrer Breite, vermehrt um das 8-fache ihres Eingriffes in einen Balken.

137. Verſchränkung.

γ) Die Verſchränkung (VIa) dient beſonders zur Verſtärkung lothrechter Verbandſtücke, wie Eckpfoſten und Hängeſäulen, und erfordert ein genaues Ineinandergreifen der Balken, wobei die rechteckigen Eingriffe die ein- bis zweifache Länge und eine Dicke von je $^1/_{10}$ der ganzen Balkenſtärke erhalten, während die zum feſten Aneinanderſchlieſsen der Verbandſtücke nothwendigen Schraubenbolzen je nach der Beanſpruchung der Balken durch die Mitte jedes oder jedes dritten Eingriffes gezogen werden.

4) Winkelverband von Balken, Brettern und Bohlen in einer Ebene.

138. Gehrung.

α) Der Stoſs auf Gehrung (III) dient zur Verbindung von je zwei Brettern meiſt unter einem rechten Winkel, indem man deren Enden unter einem Winkel von 45 Grad abſchneidet und ſtumpf zuſammenſtöſst. Als Befeſtigungsmittel dienen

Leim oder Nägel, Dübel und Klammern. Zur Winkelverbindung von Brettern nach ihrer Länge dient die ſchräge Fuge.

139. Verſatzung.

β) Die Verſatzung dient zum Zuſammenſetzen von Verbandſtücken theils unter einem rechten, theils unter einem ſpitzen Winkel α. Im erſteren Falle unterſcheidet man die gerade (VIII), ſchräge (IX) und gebrochene (X) Verſatzung ohne oder mit Zapfen, welche zu ihrer Befeſtigung eiſerner Klammern oder Bänder bedürfen, im letzteren Falle die einfache (XI) und doppelte (XII) Verſatzung, je nachdem ſie bei minder oder mehr ſpitzen Winkeln angewendet wird, welche meiſt durch einen Zapfen und ſchrägen Schraubenbolzen ihre eigentliche Befeſtigung erhält (Fig. 281 bis 284). Die Bolzenköpfe erhalten hierbei entweder eine dem Winkel α entſprechende Neigung gegen die Bolzenaxe, oder ſie werden ſo eingelaſſen, daſs ſie parallel zu den Muttern ſtehen.

Fig. 281.

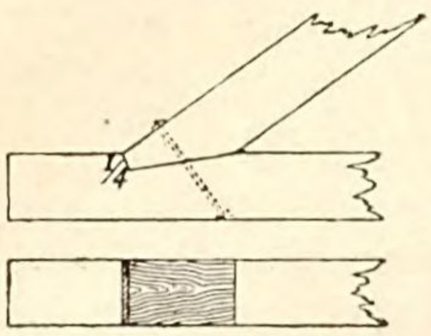


Fig. 282.

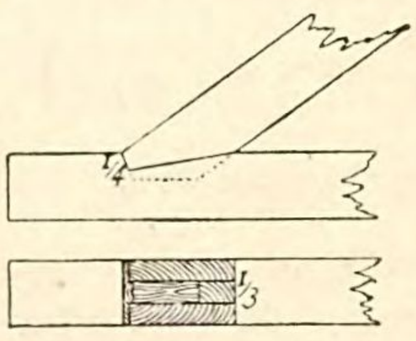


Fig. 283.

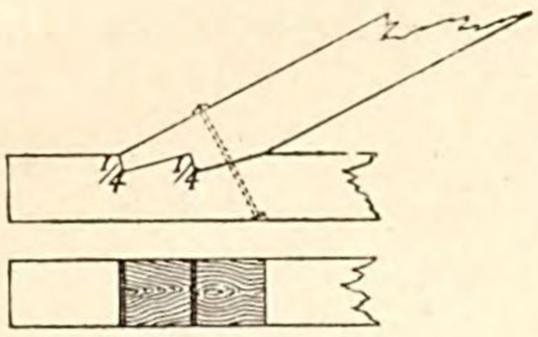
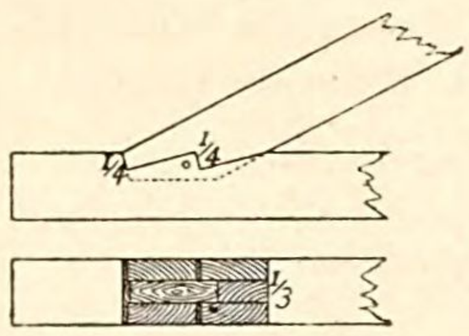


Fig. 284.



140. Verzapfung.

γ) Der Zapfen oder die Verzapfung (XV bis XX) wird zu Winkelverbindungen ſowohl in wagrechten, als auch in geneigten Ebenen angewendet und iſt gerade oder ſchräge, wenn der von den Verbandſtücken gebildete Winkel ein rechter oder ſpitzer iſt.

Der gerade Zapfen, ſo wie das zugehörige Zapfenloch erhalten eine Länge von der Hälfte der Breite und eine Dicke von $1/3$ der Höhe des Balkens, in welchen er eingreifen ſoll. Bei Befeſtigung dieſer Verbindung durch Holznägel giebt man dem Zapfen eine etwas gröſsere Länge (Fig. 285). Bei T-förmigen Balkenverbindungen erhält der gerade Zapfen die volle Breite des eingreifenden Balkens, während er bei L-förmigen Verbindungen, wie ſie bei Eckpfoſten vorkommen, »geächſelt« wird, d. h. nur $2/3$ ſeiner vollen Breite erhält (Fig. 286).

Fig. 285.

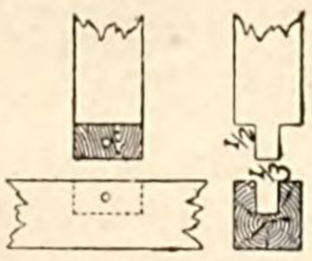


Fig. 286.

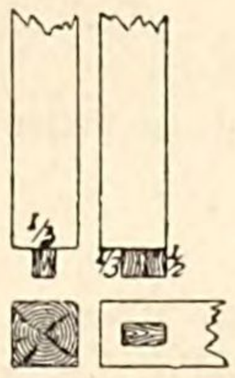
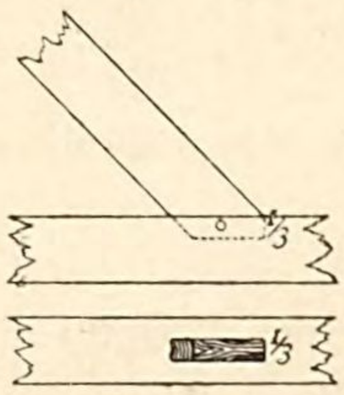


Fig. 287.



Beim ſchrägen Zapfen ſammt dem zugehörigen Zapfenloch nimmt man den ſpitzen Winkel ſo, daſs beide eine paralleltrapezförmige Geſtalt erhalten (Fig. 287), giebt ihnen übrigens ähnliche Abmeſſungen, wie dem geraden Zapfen, je nachdem genagelt wird oder nicht.

Hierher gehört auch der zur nachträglichen Einfügung von Winkelverbänden dienende Jagdzapfen (Fig. 334). Stark belaſteten Balken, an welchen der gewöhnliche gerade Zapfen leicht abbrechen würde, giebt man einen Bruſtzapfen (Fig. 288 u. 289). Wenn die Verbandſtücke ſehr ſtark ſind, ſo erhalten ſie Doppelzapfen mit einer Dicke von je $1/5$ der Pfoſten- oder Balkenſtärke (Fig. 290).

Fig. 288.

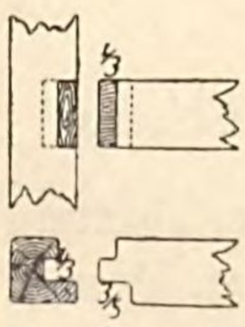


Fig. 289.

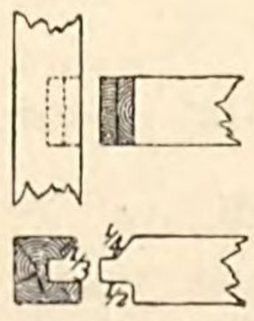
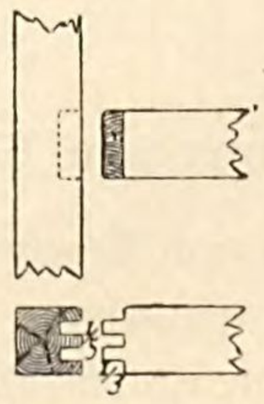


Fig. 290.



Die einfachen und doppelten Blattzapfen oder Blockzapfen (Fig. 291 *a* u. *b*) erhalten ſolche Pfoſten, die breiter ſind, als die Balken, welche ſie aufnehmen ſollen. Muſs auſser ſeitlicher Verſchiebung ein Auseinanderziehen der Verbandſtücke verhindert werden, ſo verwendet man, je nachdem der Zapfen durch das zweite Verbandſtück hindurchgehen darf oder nicht, die Schwalbenſchwanzzapfen oder Weifsſchwanzzapfen mit Keil (XX). Dieſelbe Aufgabe hat auch der bei Fundirungen angewandte Keil- oder Grundzapfen (Fig. 292), der ein Abheben der Roſtſchwellen von den Grundpfählen verhindern ſoll und in einem gewöhnlichen geraden Zapfen beſteht, welcher nach Einführung in das nach oben ſchwalbenſchwanzförmig erweiterte Zapfenloch durch Eintreiben eines einfachen oder doppelten Keiles nach oben ſchwalbenſchwanzförmig ſo verbreitert wird, daſs er das Zapfenloch vollkommen ausfüllt. Der zu Eckverbindungen dienende Schlitz- oder Scherzapfen (Fig. 293) erhält $^1/_3$ der Stärke beider Verbandſtücke zur Dicke und wird gewöhnlich durch je zwei nach der Diagonale angeordnete hölzerne Nägel befeſtigt.

Fig. 291.

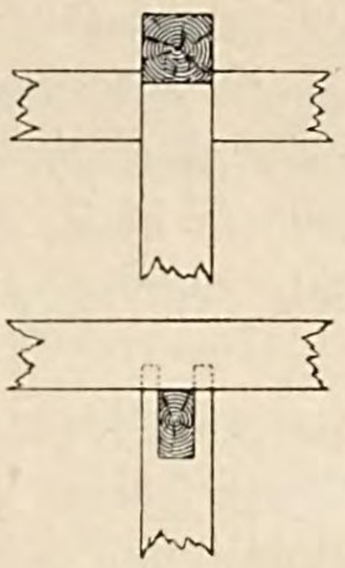


Fig. 292.

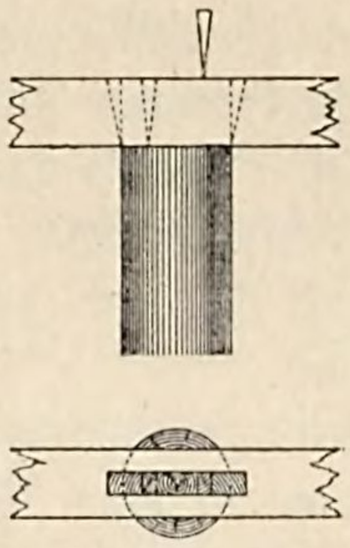
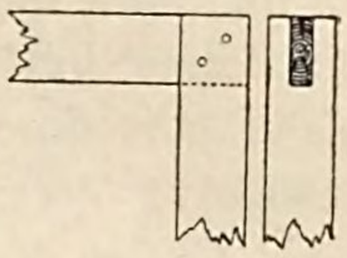


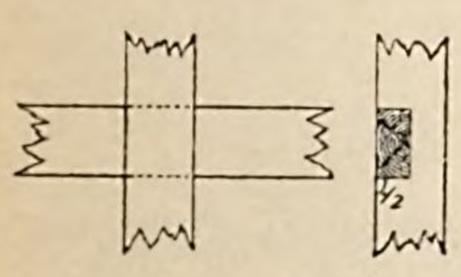
Fig. 293.



141. Verblattung.

δ) Das Blatt oder die Verblattung (IV bis VII) dient zur Verbindung winkel-, T- oder kreuzförmig zuſammentreffender Balken und iſt hiernach entweder einfach

Fig. 294.



(Fig. 295 *a* u. *b*) oder doppelt (Fig. 294), wozu in der Regel noch eine Befeſtigung durch je einen hölzernen Nagel kommt.

Fig. 295.

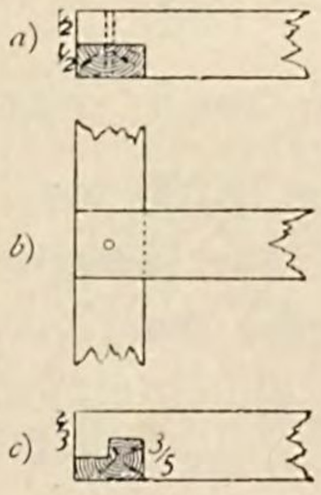


Fig. 296.

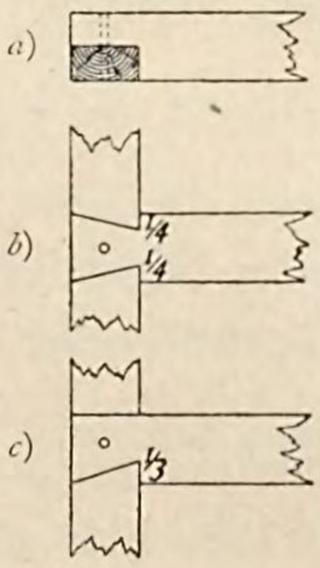
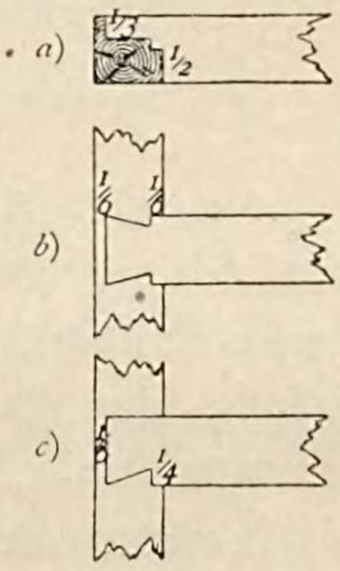


Fig. 297.



Soll zugleich ein Auseinanderziehen der Balken verhindert werden, ſo verwendet man das Hakenblatt (Fig. 295 *b* u. *c*), das Weifsſchwanzblatt (Fig. 296 *a* u. *c*) oder das Schwalbenſchwanzblatt (Fig. 296 *a* u. *b*), welche beiden letzteren entweder durchreichen oder nicht, d. h. mit »Brüſtung« (Fig. 297 *a*, *b*, *c*) verſehen werden. Um dieſelben am Eingriff nicht zu ſehr zu verſchwächen, erhalten ſie nicht ſelten eine »Verſatzung« (Fig. 297 u. 298).

Fig. 298.

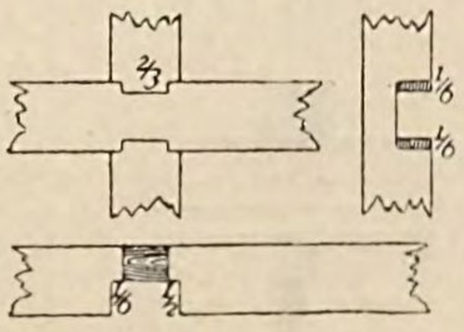
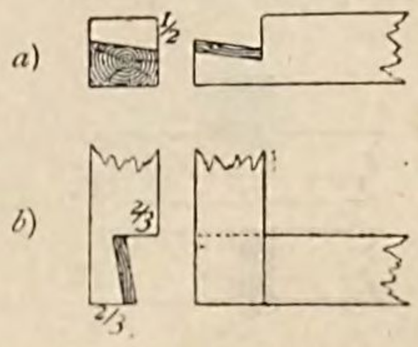


Fig. 299.



Um Eckverblattungen weniger leicht verſchieblich zu machen, verwendet man nicht ſelten das Blatt mit ſchrägem Schnitt (Fig. 299 *a* u. *b*). Bei Ausſteifung von Balken durch Winkelbänder wendet man ſchwalbenſchwanzförmige Blätter von

der halben Balkendicke in Verbindung mit ſchrägem Stoſs an, wobei man die erſteren noch durch hölzerne Nägel befeſtigt (Fig. 335).

142. Verzinkung. ε) Die Verzinkung (XXIVa u. XXIVb) dient zur meiſt rechtwinkeligen Eckverbindung von Bohlen, bezw. Brettern und wird hergeſtellt, indem die Bretter an ihren Hirnenden mit Zähnen ſo verſehen werden, daſs ſie zum Eingriff gebracht werden können und dann, meiſt mit Hilfe von Leim, eine feſte Verbindung gebildet wird. Die Zähne ſind theils parallelepipediſch, in welchem Falle ſie eine Verſchiebung nach zwei zu einander ſenkrechten Richtungen geſtatten, oder beſſer ſchwalbenſchwanzförmig, weil dann eine Verſchiebung nur nach einer Seite hin möglich iſt. Reichen die Zähne beider Verbandſtücke durch, ſo iſt es eine offene (einfache), reichen ſie nicht ganz durch, ſo daſs das Hirnholz der Zähne auſsen nicht ſichtbar wird, eine verdeckte Verzinkung.

143. Aufklauung. ζ) Die Klaue (Geiſsfuſs) oder die Aufklauung (XIII u. XIV) dient zur Verbindung je zweier in einer geneigten Ebene befindlichen, meiſt unter rechten Winkeln zuſammentreffenden Verbandſtücke, von welchen das geneigte einen der Form des anderen entſprechenden Einſchnitt erhält. Iſt nun dieſer Einſchnitt rechtwinkelig, ſo entſteht die einfache Klaue, iſt derſelbe hakenförmig und mit einem Zapfen verbunden, ſo entſteht die ſog. Klaue mit Zapfen im Neſt, welche bereits im Mittelalter bekannt war und in Süddeutſchland und Oeſterreich noch allgemein Verwendung, beſonders beim Aufklauen der Sparren auf die Fuſspfetten findet.

144. Schiften. η) Das Schiften oder Anſchmiegen dient zur Verbindung je zweier in einer meiſt geneigten Ebene befindlichen, unter mehr oder minder ſpitzen Winkeln zuſammentreffenden Verbandſtücke und beſteht in der genauen Ermittelung und Herſtellung der Anſchluſsfläche des Seitenbalkens an den Hauptbalken, z. B. eines »Schiftſparrens« an den Gratſparren des Walmdaches. Die Befeſtigung der Verbandſtücke wird durch eiſerne Nägel bewirkt.

5) Winkelverband in zwei oder mehr parallelen Ebenen.

145. Verkämmung. α) Der Kamm oder die Verkämmung (XXII bis XXVI) dient zur Verbindung kreuzförmig über einander liegender Balken, von welchen der obere eine etwa 2 cm ſtarke Erhöhung (den Kamm), der untere eine derſelben genau entſprechende Vertiefung (die Kammfaſſe) erhält. Je nachdem die Grundform beider rechteckig, weiſsſchwanzförmig, ſchwalbenſchwanzförmig oder kreuzförmig iſt, unterſcheidet man den einfachen oder doppelten Kamm (Fig. 300 *a* u. *b*, 301 *a* u. *b*), wenn bei geringeren oder gröſseren Breiten je ein oder je zwei Kammfaſſen vorhanden ſind, den Weiſsſchwanzkamm und Schwalbenſchwanzkamm (Fig. 303) und den Kreuzkamm (Fig. 302 *a* u. *b*), welcher je zwei

Fig. 300.

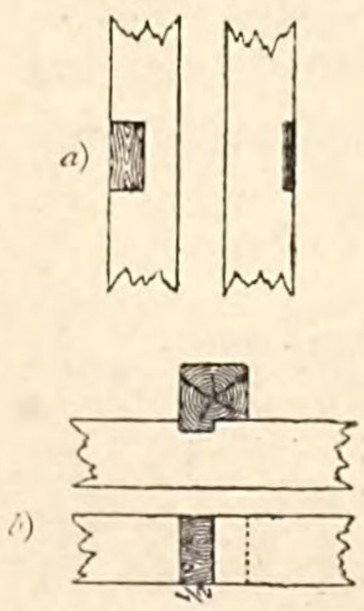


Fig. 301.

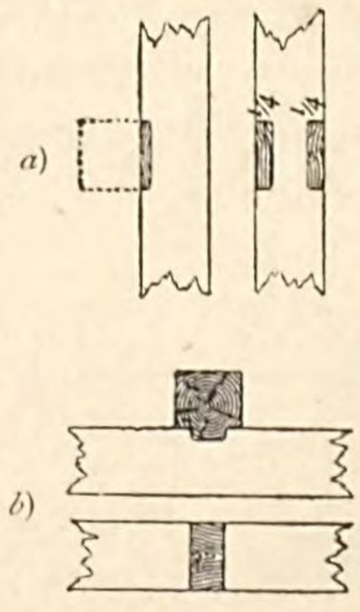


Fig. 302.

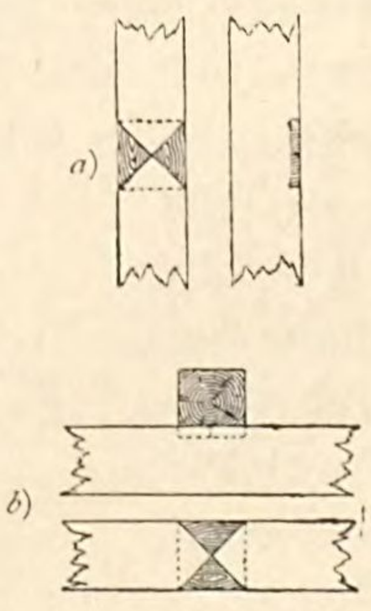
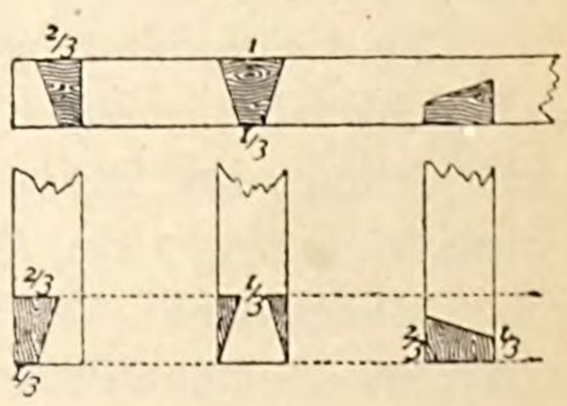


Fig. 303.



dreieckige Erhöhungen und Vertiefungen erfordert. Wo Balkenlagen in drei über einander befindlichen Ebenen vorkommen, wie dies bei den Balkenlagen von Holz- und Fachwerkbauten vorkommt, wiederholen ſich die zuvor genannten Verbindungen, wobei an den Ecken vorzugsweiſe der weiſsſchwanzförmige, zwiſchen denſelben der ſchwalbenſchwanzförmige Kamm Anwendung findet. Da verkämmte Verbandſtücke in der Regel durch Belaſtung genügend auf einander gepreſſt werden, ſo iſt eine weitere Befeſtigung derſelben durch Dollen wenig im Gebrauch.

146. Nuthen auf den Grat.

β) Das Nuthen auf den Grat (XVIIIa) dient zur Verbindung meiſt rechtwinkelig ſich kreuzender Bretter, wobei gewöhnlich eine Bretterlage durch einzelne ſtärkere Bretter (Leiſten) zu einer Tafel vereinigt wird. Damit ein Abheben der Bretterlage nicht ſtattfinden kann, erhalten dieſelben eine ſchwalbenſchwanzförmig erweiterte Nuth, in welche eine entſprechend geformte Feder oder Leiſte eingreift, die rechtwinkelig zu den Langſeiten der Bretter eingeſchoben wird.

---

2. Kapitel.

Freiſtützen und Pfähle.

Die im Hochbauweſen erforderlichen Freiſtützen kommen meiſt im beſchlagenen Zuſtande, als Pfoſten, zur Verwendung und haben hauptſächlich ruhende Laſten zu tragen, während die zum Grundbau dienenden durchgehenden oder zuſammengeſetzten Pfähle meiſt unbeſchlagen bleiben, zwar in gleicher Weiſe belaſtet werden, aber auſserdem den Stöſsen beim Einrammen zu widerſtehen haben. Während die Pfoſten meiſt ganz frei ſtehen und je nach dem Verhältniſs ihrer kleinſten Querſchnitts-dimenſion zu ihrer Länge $\frac{h}{l}$ einem Druck oder einer ſeitlichen Ausbiegung ausgeſetzt ſind, ſtecken die Roſtpfähle theilweiſe und die Grundpfähle ganz im Baugrund.

a) Freiſtützen.

147. Form und Stärke.

Bezeichnet man mit E den Elaſticitäts-Modul, mit K die zuläſſige Beanſpruchung auf einfachen Druck, mit C einen von der Endbefeſtigung der Stütze abhängigen Coefficienten, ſo iſt, wenn c einen von der Querſchnittsform abhängigen Zahlen-Coefficienten und $\frac{1}{s}$ den Sicherheits-Coefficienten bezeichnet, welcher durchſchnittlich zu $\frac{1}{10}$ angenommen werden kann, die Freiſtütze auf Druck oder ſeitliche Ausbiegung zu berechnen, je nachdem [69])

$$\frac{h}{l} \gtrless \sqrt{\frac{K}{E}} \sqrt{\frac{s}{C c}} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 16.$$

Bezeichnet P die Belaſtung der Stütze, ſo erhält man im erſteren Falle den Querſchnitt dieſer Stütze [70])

$$F = \frac{P}{K}, \quad \ldots \ldots \ldots \quad 17.$$

im letzteren Falle das Trägheitsmoment ihres Querſchnittes [71])

$$\mathfrak{J} = \frac{s\, l^2}{C\, E} P \quad \ldots \ldots \ldots \quad 18.$$

---

[69]) Nach Gleichung 131. (S. 303) ebendaſ.
[70]) Nach Gleichung 2. (S. 246), bezw. 135 (S. 305) ebendaſ.
[71]) Nach Gleichung 133. u. 134. (S. 304) ebendaſ.

Da die Querſchnitte beſchlagener Stützen Rechtecke ſind, deren gröſste Seite mit b und deren kleinſte Seite mit h bezeichnet werden mag, ſo läſſt ſich im erſteren Falle aus der Relation

$$b\,h = \frac{P}{K}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 19.$$

im letzteren Falle, worin $c = \frac{1}{12}$ beträgt, aus

$$b\,h^3 = 12\,\frac{s\,l^2}{C\,E}\,P \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 20.$$

eine dieſer Dimenſionen ermitteln, wenn die andere angenommen iſt. Da $h < b$ iſt, alſo höchſtens $h = b$ werden kann, ſo zeigt die letzte Gleichung, daſs P ſeinen relativ gröſsten Werth erreicht, wenn die Stütze einen quadratiſchen, d. h. einen Querſchnitt erhält, für welchen die Gefahr einer ſeitlichen Ausbiegung nach zwei zu einander normalen Richtungen gleich gering iſt und deſſen Seite

$$b = \sqrt[4]{\frac{12\,s\,l^2}{C\,E}\,P} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 20a.$$

beträgt.

Der zuläſſige Druck auf die Flächeneinheit des Querſchnittes einer auf ſeitliche Ausbiegung beanſpruchten, rechteckig beſchlagenen Stütze iſt [71])

$$k = \frac{1}{12} \cdot \frac{C\,E}{s} \left(\frac{h}{l}\right)^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 21.$$

und nimmt, wenn aus Gleichung 16. der Grenzwerth

$$l = h \sqrt{\frac{E}{K}} \sqrt{\frac{C}{12\,s}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 22.$$

eingeführt wird, ſeinen gröſsten Werth

$$k = K, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 23.$$

ferner für alle unter übrigens gleichen Umſtänden zunehmenden Längen der Stützen abnehmende Werthe an, welche (für Kilogramm und Quadr.-Centimeter) aus der Gleichung

$$K = 1000\,C \left(\frac{h}{l}\right)^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 24.$$

berechnet werden können. Hieraus ergeben ſich für folgende vier Befeſtigungsarten der Stütze die nachſtehenden zuläſſigen Werthe von k [72]):

	Fall 1: Ein Ende eingeſpannt, das andere frei drehbar	Fall 2: Beide Enden frei drehbar	Fall 3: Beide Enden eingeſpannt	Fall 4: Ein Ende eingeſpannt, das andere drehbar, aber vertical geführt
$C =$	$\frac{\pi^2}{4}$	π^2	$4\,\pi^2$	$2\,\pi^2$
$k =$	$2467 \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$9868 \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$39\,472 \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$19\,736 \left(\frac{h}{l}\right)^2$

Dies liefert für vorſtehende vier Fälle und folgende Werthe von $\frac{h}{l}$ beſchlagener Stützen die nachſtehenden Werthe von k:

72) Siehe auch die Tabelle in Art. 341 (S. 305) ebendaſ.

$\frac{h}{l}$	0,117	0,110	0,101	0,090	0,080	0,070	0,060	0,050	0,040	0,030	0,020	0,010
k_1	75	55	38	25	20	16	12	9	6	4	2	1
k_2	300	220	152	100	80	64	48	36	24	16	8	4
k_3	1200	880	608	400	320	256	192	144	96	64	32	16
k_4	600	440	304	200	160	128	96	72	48	32	16	8

Kilogramm pro 1 qcm.

Beiſpiel. Hat ein Ständer von 4 m Höhe mit quadratiſchem Querſchnitt, deſſen unteres Ende feſt eingeſpannt, deſſen oberes Ende drehbar iſt, eine Laſt von 1000 kg zu tragen, ſo läſſt ſich deſſen Stärke, welche Sicherheit gegen ſeitliche Ausbiegung gewährt, auf folgende Art berechnen. Wird der Elaſticitäts-Modul des Holzes $E = 120\,000$ kg, der Sicherheits-Coefficient für Holz $s = \frac{1}{10}$ angenommen, ſo wird nach Gleichung 20 a. die Seite des quadratiſchen Querſchnittes

$$b = \sqrt[4]{\frac{12 \cdot 4 \cdot \overline{400}^2 \cdot 10}{\overline{3{,}14}^2 \cdot 120\,000}}\,1000 = 21{,}24 \text{ cm}.$$

148. Anwendung.

Frei ſtehende, ſchwer belaſtete Freiſtützen von mäſsiger Höhe werden aus einem einzigen Stamme hergeſtellt. Wo bei bedeutenden Ständerhöhen eine Zuſammenſetzung ihrer Theile ſtattfinden muſs, wendet man den Nuthzapfen (ſiehe Art. 129, S. 98) an, welchen man durch je zwei Holznägel, beſſer Schraubenbolzen oder, je nach der Stärke des Ständers, durch zwei oder vier Schienen in Verbindung mit Bolzen (ſiehe Fig. 277, S. 98) verſtärkt.

b) Pfähle.

149. Pfähle.

Die zur Gründung von Hochbauten erforderlichen Pfähle werden in unbeſchlagenem Zuſtande und entweder als völlig im Baugrund ſteckende Grundpfähle oder als theilweiſe in den Baugrund eingerammte, theilweiſe über denſelben hervorragende Roſt- oder Langpfähle angewendet. Beide haben einen Widerſtand zu entwickeln, welcher ihrer gröſsten Belaſtung mindeſtens gleich iſt. Dieſer Widerſtand ſetzt ſich aus dem lothrechten Gegendruck des Baugrundes auf den Pfahlquerſchnitt und aus dem wagrechten Seitendruck deſſelben auf die Pfahlwandung, bezw. dem hierdurch erzeugten Reibungswiderſtand zuſammen. Bezeichnet man jenen lothrechten und wagrechten Druck auf die Flächeneinheit bezw. mit w_1 und w_2, mit μ den Reibungs-Coefficienten zwiſchen Pfahlholz und Baugrund, ſo ergiebt ſich für einen der gröſsten Belaſtung Q durch ein Hochbauwerk ausgeſetzten Pfahlroſt mit n Pfählen von der Länge l und dem Durchmeſſer d die Gleichung

$$w_1\, n\, \pi\, \frac{d^2}{4} + w_2\, n\, \pi\, d\, l\, \mu = Q\,, \quad \ldots\ldots\ldots \quad 25.$$

woraus ſich bei einer gegebenen Anzahl n von Grundpfählen deren Durchmeſſer

$$d = -\frac{2\,\mu\, l\, w_2}{w_1} + 2\sqrt{\left(\frac{l\,\mu\, w_2}{w_1}\right)^2 + \frac{Q}{n\,\pi\, w_1}} \quad \ldots\ldots \quad 26.$$

oder, wie gewöhnlich, bei Verwendung von Pfählen mit bekanntem Durchmeſſer, deren Zahl finden läſſt. Die Stärke von Roſtpfählen, welche unten feſt im Boden ſtecken, während ſie mehr oder minder bedeutend über denſelben hervorragen, ſind nach Art der Freiſtützen zu berechnen, deren unteres Ende eingeſpannt und deren oberes Ende drehbar iſt und wobei in Gleichung 18. $\mathcal{J} = \frac{\pi}{64}\, d^4$ zu ſetzen iſt. Hieraus

ergiebt ſich mit Bezug auf den hervorragenden Theil des mit der Belaſtung $\frac{Q}{n} = P$ beſchwerten Roſtpfahles der erforderliche Durchmeſſer

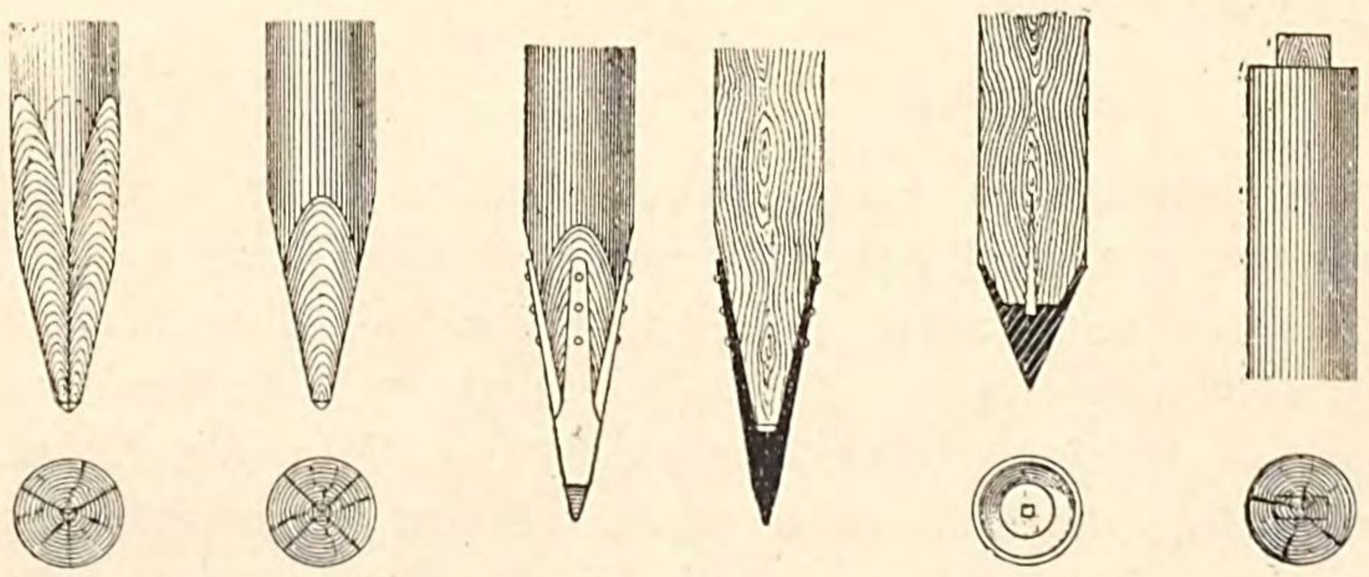
$$d = \sqrt[4]{\frac{64\, s\, l^2}{\pi\, C\, E}\, P} \quad , \quad \ldots \ldots \ldots \quad 27.$$

worin der Sicherheits-Coefficient $\frac{1}{s} = \frac{1}{10}$, der Elaſticitäts-Modul des Pfahlholzes $E = 120000\,\text{kg}$ und $C = \frac{\pi^2}{4}$ geſetzt werden kann.

150. Form. Roſtpfähle werden aus Baumſtämmen hergeſtellt, welche man von der Rinde, aber nicht vom Splinte befreit. Kantige Roſtpfähle wendet man nur da an, wo ſie über den Baugrund hervorragen und ſichtbar bleiben ſollen oder wo aus einem ſehr ſtarken Stamm mehrere Pfähle geſchnitten werden. Bei nachgiebigem Baugrund, z. B. Lehm-, Thon- oder Sandboden und nicht zu groſsen Gründungstiefen genügt es, die Pfähle unten mit einer drei- oder vierſeitigen, etwas abgeſtumpften Spitze (Fig. 304 u. 305), welcher man die zwei- bis dreifache Pfahldicke zur Länge und, zur Vermeidung von Schiefſtellen des Pfahles, eine genau centriſche Lage giebt, zu verſehen.

151. Pfahlſchuhe. Bei unnachgiebigem Baugrund, z. B. bei Kies- oder ſteinigem Boden, und bei gröſseren Gründungstiefen werden die Pfahlſpitzen mit ſchmiedeeiſernen oder guſseiſernen Pfahlſchuhen (Fig. 306 u. 307) verſehen.

Fig. 304. Fig. 305. Fig. 306. Fig. 307. Fig. 308.



Die ſchmiedeeiſernen Pfahlſchuhe, welche wegen ihrer gröſseren Elaſticität beim Einrammen nicht ſo leicht brechen und deſshalb den guſseiſernen Pfahlſchuhen vorgezogen werden, beſtehen aus einer maſſiven, pyramidenförmigen Spitze, an welche drei oder vier mit einigen zur Befeſtigung dienenden Nagellöchern verſehene Lappen angeſchmiedet ſind. Damit ſich dieſe Pfahlſchuhe beim Einrammen nicht auf die Seite ſchieben, muſs die Grundfläche der pyramidenförmigen Spitze, ſo wie die untere Fläche der abgeſtumpften Pfahlſpitze genau normal zur Pfahlaxe gearbeitet ſein und letztere dicht an das Eiſen ſich anſchlieſsen. Da die Berührungsfläche beider nicht zu klein ſein darf, ſo erhalten ſchmiedeeiſerne Pfahlſchuhe ein Gewicht von etwa 5 bis 6 kg.

Die guſseiſernen Pfahlſchuhe erfordern ein, unter übrigens gleichen Umſtänden, etwa doppelt ſo groſses Gewicht als die ſchmiedeeiſernen und beſtehen aus einem Kegel mit vertiefter Grundfläche, in welche ein ſchmiedeeiſerner, mit Widerhaken verſehener Dorn eingegoſſen iſt. Das untere Ende des Pfahles erhält die Form eines abgeſtumpften Kegels, welcher in die Vertiefung des Schuhes paſſen und ſich genau an dieſelbe anſchlieſsen muſs.

152. Verbindung der Pfahlköpfe. Oben erhalten die Pfähle, wenn ſie Schwellen aufzunehmen haben, entweder einfache Zapfen (Fig. 308) oder, wenn ein Abheben der Schwellen durch hydroſtatiſchen Druck zu befürchten ſteht, ſog. Grundzapfen (ſiehe Fig. 292, S. 103),

d. h. Zapfen, welche in die nach oben ſchwalbenſchwanzförmig erweiterten Zapfenlöcher der Schwellen eingelaſſen und dann durch Keile oben etwas aus einander getrieben werden.

153. Verlängerung der Pfähle.

Wo die Länge der Roſtpfähle nicht ausreicht, um den feſten Baugrund zu erreichen, werden dieſelben durch aufgeſetzte Pfähle verlängert (ſiehe Fig. 270 bis 273). Dieſes Aufpfropfen von Pfählen, welche den Stöſsen der Ramme zu widerſtehen haben, muſs man ſo einfach wie möglich machen, um ein Spalten und Splittern der Pfähle an ihrer Verbindungsſtelle zu vermeiden. Aus dieſem Grunde iſt erfahrungsgemäſs der in Fig. 278 (S. 98) dargeſtellte Kreuzzapfen mit zwei eiſernen Schlieſsen nicht ſo gut, als der ſtumpfe Stoſs in Verbindung mit ſchmiedeeiſernen Klammern (ſiehe Fig. 272, S. 97), mit übergenagelten ſchmiedeeiſernen Schienen (ſiehe Fig. 273, S. 97), mit ſchmiedeeiſernen Ringen und hölzernen Dübeln (ſiehe Fig. 270, S. 97) oder auch mit guſseiſernen Zwiſchenſtücken (ſiehe Fig. 271, S. 97).

c) Spundbohlen.

154. Form und Verbindung.

Die zur Umſchlieſsung unter Waſſer liegender Baugruben oder auch zum Schutze unter Waſſer befindlicher Fundamente gegen Unterſpülung dienenden Spundwände werden theils aus kantigen, dicht an einander gerammten Pfählen, theils aus ſtarken geſpundeten Bohlen, den ſog. Spundbohlen hergeſtellt, welche man zwiſchen kantige, an und zwiſchen den Ecken eingerammte Leitpfähle eintreibt. Man verwendet zu denſelben meiſt grünes Holz, da dieſes weniger leicht aufquillt und ſich wirft, als trockenes. Um einen möglichſt dichten Anſchluſs der Spundbohlen zu erzielen, werden die Fugen derſelben mit Spundungen (ſiehe Art. 132, S. 99) verſehen, unter welchen die Keilſpundung mit ein-, drei- und viermal gebrochener Fuge (Fig. 309 bis 311) und die quadratiſche Spundung (Fig. 312) die zweckmäſsigſten ſind. Zum Zweck des Einrammens erhalten dieſelben unten eine gebrochene Schneide und eine einſeitige Zuſchärfung (Fig. 309 bis 312), welche beim Eintreiben keilartig wirkt und die einzutreibende Spundbohle ſeitlich an die zuvor eingetriebene preſſt.

Fig. 309.

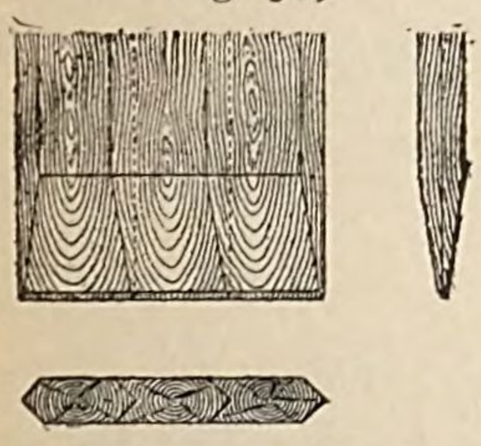


Fig. 310.

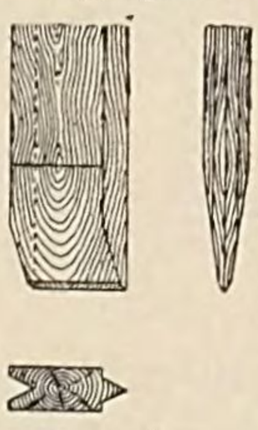


Fig. 311.

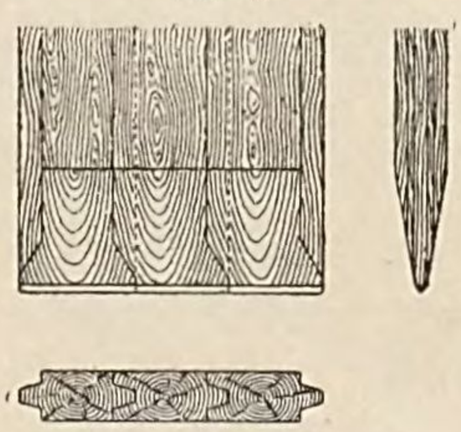
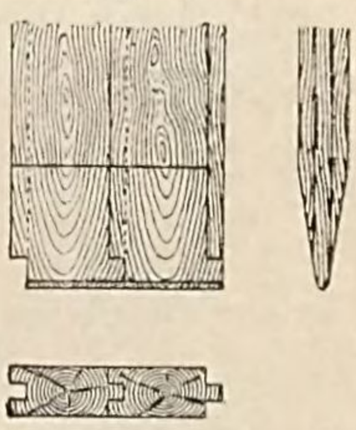
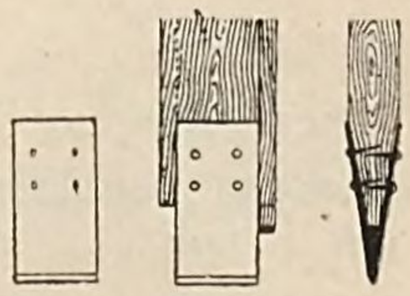


Fig. 312.



Obwohl man das Einrammen der Spundbohlen gewöhnlich an den beiden ſeitlichen Spundpfählen beginnt und von da nach der Mitte dieſes Zwiſchenraumes hin fortſchreitet, ſo ſtellen ſich die Spundbohlen beim Einrammen doch allmählich etwas ſchief, weſshalb die in der Mitte verbleibende, von oben nach unten ſich verengende Oeffnung durch eine eigens einzupaſſende, etwas keilförmig geſtaltete, beiderſeits mit Federn verſehene Spundbohle derart geſchloſſen werden muſs, daſs die benachbarten Spundbohlen ſich mehr lothrecht ſtellen müſſen und hierbei möglichſt dicht an einander gepreſſt werden.

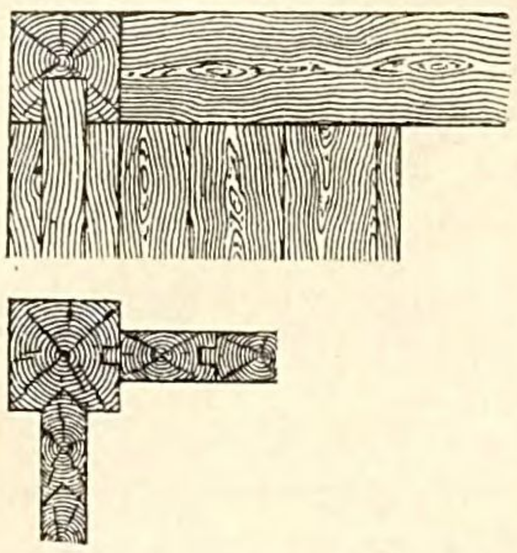
Fig. 313.



155. Sicherung der Schneiden.

Bei unnachgiebigem Boden erhalten auch die Spundbohlen eiſerne, unten aus einem dreiſeitigen Prisma, oben aus zwei angeſchmiedeten rechteckigen Lappen beſtehende Schuhe (Fig. 313). Dieſe Lappen erhalten die Breite der Spundbohle abzüglich

Fig. 314.



der beiderfeitigen Nuthen und Federn und eine genügende Zahl ovaler Nagellöcher, an deren unterer Seite die zur Befeftigung der Schuhe an den Bohlen erforderlichen Nägel eingefchlagen werden, damit fie beim Zufammenpreffen der Bohlen durch das Rammen fich nicht verbiegen oder abbrechen. Oben werden die Spundbohlen beim Einrammen durch zwei feitlich angelegte Zangen in einer lothrechten Ebene erhalten, während fie nach dem Einrammen in eine ihrer vollen Stärke entfprechende Nuth der Holme eingelaffen werden (Fig. 314).

3. Kapitel.

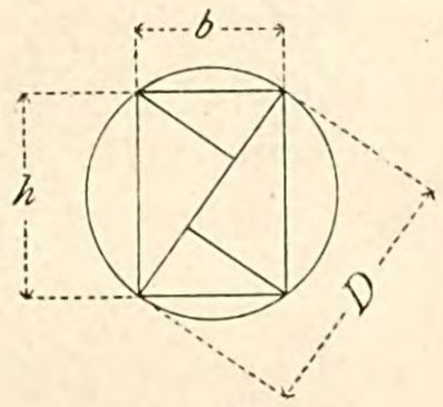
Balkenverftärkungen.

156. Berechnung der Verftärkung.

Die zu Hochbauzwecken in vorzugsweife wagrechter Lage zur Verwendung kommenden Balken find ftets befchlagen und haben rechteckige Querfchnitte, deren Breite und Höhe in einem gewiffen Verhältnifs ftehen mufs und fich, wie folgt, ermitteln läfft.

Bezeichnet l die frei tragende Länge (Stützweite), b und h bezw. die Breite und Höhe eines befchlagenen Balkens (Fig. 315), D den kleinften Durchmeffer des fchwächften Baumftammes, woraus fich derfelbe herftellen läfft, fo ift deffen Biegungsmoment

Fig. 315.



$$\frac{1}{6}\, b\, h^2 = \frac{1}{6}\, b\, (D^2 - b^2) = \frac{1}{6}\, (b\, D^2 - b^3) \quad \ldots \ldots \quad 28.$$

Daffelbe wird ein Maximum, wenn der erfte Differential-Quotient desfelben nach b

$$\frac{d\,(b\,h^2)}{d\,b} = D^2 - 3\,b^2 = 0$$

gefetzt wird, woraus fich $b = \frac{D}{\sqrt{3}}$ und $h = D\sqrt{\frac{2}{3}}$ ergiebt. Theilt man nunmehr den Durchmeffer D (Fig. 315) in drei gleiche Theile, errichtet in den Theilpunkten die Normalen, welche die Peripherie des Stammes fchneiden, und verbindet diefe Schnittpunkte mit den Endpunkten des Durchmeffers, fo folgen aus der Aehnlichkeit der Dreiecke die Verhältniffe

$$\frac{b}{\frac{D}{3}} = \frac{D}{b} \quad \text{und} \quad \frac{h}{\frac{2}{3}D} = \frac{D}{h}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 29.$$

welche die obigen Werthe für b und h ergeben.

In der Praxis pflegt man den Querfchnitten von Balken, welche die relativ gröfste Tragfähigkeit entwickeln follen, mit hinreichender Annäherung das Seitenverhältnifs $\frac{b}{h} = \frac{5}{7}$ zu geben. Bleibt das Widerftandsmoment [73]) eines folchen Balkens, welches feiner Breite und dem Quadrate feiner Höhe proportional ift, hinter feinem Biegungs- [74]) oder Angriffsmoment zurück, fo ift eine hinreichende Verftärkung deffelben erforderlich; diefelbe ift hiernach vortheilhaft in der Vermehrung feiner Höhe zu fuchen.

Werden zu diefem Zwecke zwei Balken durch Verzahnung oder Verdübelung verbunden, fo erfordern diefelben unter übrigens gleichen Umftänden eine gröfsere

73) Siehe Theil I, Band 1 diefes »Handbuches«, Art. 299 (S. 263).

74) Siehe ebendaf. Art. 295 (S. 257).

Höhe H, als ein maſſiver Balken von gleicher Widerſtandsfähigkeit, welche ſich, wie folgt, beſtimmen läſſt. Bezeichnet αH denjenigen Theil der Balkenhöhe, welcher bei den zuſammengeſetzten Balken nicht zur Wirkung kommt und bei den verzahnten Balken der Zahnhöhe, bei den verdübelten Balken dem zwiſchen den Einzelbalken verbliebenen Zwiſchenraume entſpricht, ſo iſt, wenn die Biegungsmomente beider Balken gleich ſein ſollen,

$$\frac{b\,h^2}{6} = \frac{b\,(H-\alpha\,H)^3}{12}\cdot\frac{2}{H} = \frac{b}{6}\,(1-\alpha)^3\,H^2, \quad \ldots\ldots 30.$$

woraus das Höhenverhältniſs des zuſammengeſetzten und maſſiven Balkens zu

$$\frac{H}{h} = \sqrt{\frac{1}{(1-\alpha)^3}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 31.$$

gefunden wird. Nimmt man wie gewöhnlich $\alpha = \frac{1}{10}$ an, ſo ergiebt ſich

$$\frac{H}{h} = \sqrt{\left(\frac{10}{9}\right)^3} = \frac{1{,}17}{1}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 32.$$

woraus folgt, daſs unter übrigens gleichen Umſtänden der zuſammengeſetzte Balken durchſchnittlich die 1,17-fache Höhe des maſſiven Balkens erfordert. Bezeichnet M das gröſste Angriffsmoment und k die zuläſſige Beanſpruchung des verwendeten Holzes, ſo iſt $k\,\frac{b\,h^2}{6} = M$, alſo $h = \sqrt{\frac{6\,M}{k\,b}}$, daher, wenn dieſer Werth in Gleichung 31. eingeführt wird, die Höhe des zuſammengeſetzten Balkens

$$H = \sqrt{\frac{6}{(1-\alpha)^3}\cdot\frac{M}{k\,b}} \quad \ldots\ldots\ldots 33.$$

Wird hierin $b = \frac{5}{7}\,H$ geſetzt, ſo erhält man deſſen der relativ gröſsten Tragfähigkeit entſprechende Höhe

$$H = \sqrt[3]{\frac{6\,.\,7}{5\,(1-\alpha)^3}\cdot\frac{M}{k}} = \frac{2{,}025}{1-\alpha}\sqrt[3]{\frac{M}{k}} \quad \ldots\ldots 34.$$

a) Verzahnte und verdübelte Balken.

157. Verzahnte Balken.

Den verzahnten Balken (Fig. 316 u. 317) ſetzt man bei geringeren Spannweiten aus zwei, bei gröſseren Spannweiten aus einer ungeraden Anzahl von Balkenſtücken ſo zuſammen, daſs deren Stoſsfugen abwechſeln, wobei man den oberen auf Druck

Fig. 316.

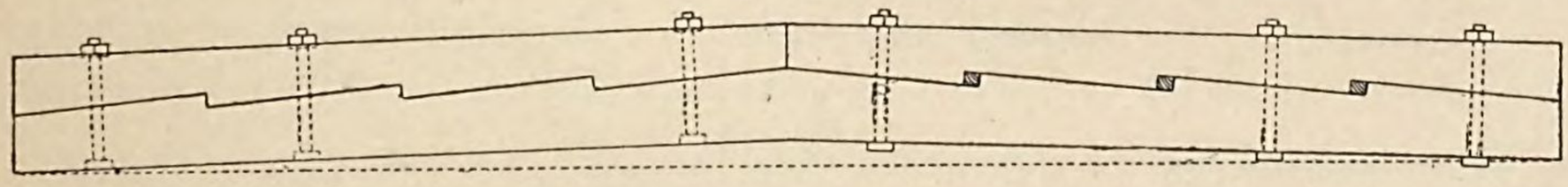
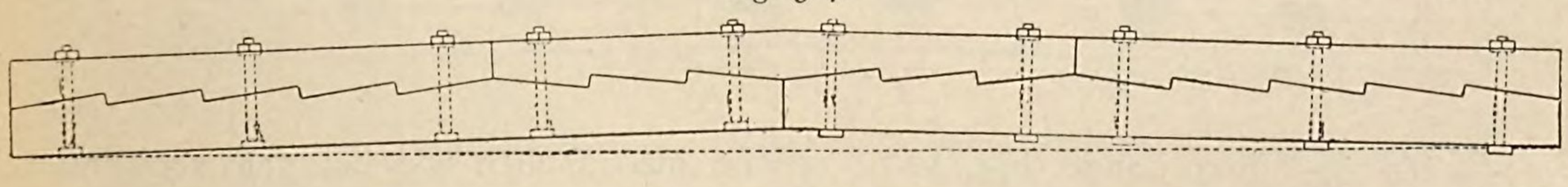


Fig. 317.



beanſpruchten Balken in ſeiner Mitte (Fig. 316) ſtöſst, damit der untere auf Zug beanſpruchte Balken an dieſer Stelle zuſammenhängt. Um ein Ineinanderpreſſen der Hirnenden zu vermeiden, ſchaltet man zwiſchen die Stöſse des oberen Balkens entſprechende Zink-, Kupfer- oder Eiſenplatten ein, während man über die Stöſse des

unteren Balkens (Fig. 317) eiſerne Schienen legt, um den verlorenen Zuſammenhang der Balkenſtücke wieder herzuſtellen. Um Durchbiegungen zu vermeiden, giebt man den verzahnten Balken vortheilhaft eine Sprengung, deren Pfeil $\frac{1}{50}$ bis $\frac{1}{100}$ ihrer Länge beträgt. Sind Balken nicht zu erhalten, welche von Natur eine ſolche Biegung beſitzen, ſo giebt man ſie ihnen künſtlich, indem man ſie in der Mitte durch einen Klotz unterſtützt und ihre Enden entſprechend belaſtet oder durch zwei Winden niederdrückt. In dieſer Lage muſs der ganze Balken verbleiben, bis die Bolzenlöcher gebohrt und die Bolzen ſelbſt feſt angezogen ſind. Bisweilen ſtöſst man den unteren Theil eines fünftheiligen verdübelten Balkens in der Mitte (Fig. 317), um die Sprengung deſſelben zu erleichtern. Die Anordnung der Zähne und Vertheilung der Schraubenbolzen ergiebt ſich aus Art. 135 (S. 99), wozu noch zu bemerken bleibt, daſs durch Herſtellung der Zähne eine Verſchwächung der Balken eintritt, und daſs man der Schwierigkeit der Herſtellung eines tüchtigen verzahnten Balkens wegen denſelben zur Zeit faſt ſtets durch den verdübelten Balken erſetzt, welcher bei ungleich leichterer Herſtellung mindeſtens daſſelbe leiſtet.

158. Verdübelter Balken.

In den meiſten Fällen, wo Balken von den Längen der zu überſpannenden Weiten vorhanden ſind und nur deren Stärke nicht ausreicht, ſetzt man den horizontalen zu verdübelnden Balken aus je 2 Balken (Fig. 318 bis 320) und nur bei gröſserer Belaſtung deſſelben aus je 3 bis je 5 Balken zuſammen. Verdübelten Balken, welche als horizontale Träger dienen ſollen, giebt man vortheilhaft eine Sprengung von

Fig. 318.

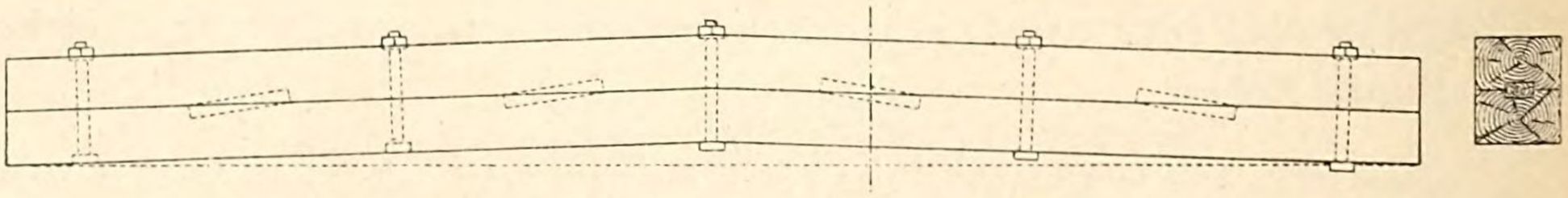


Fig. 319.

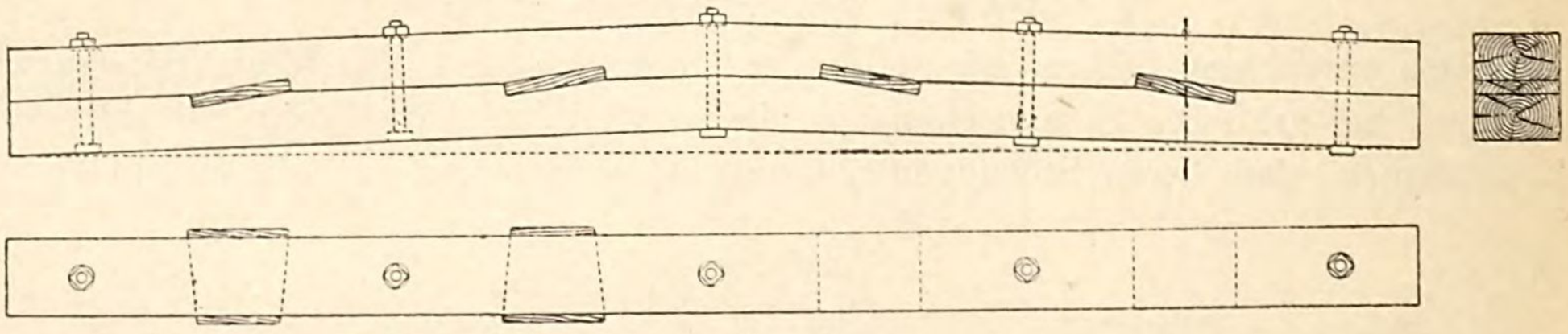
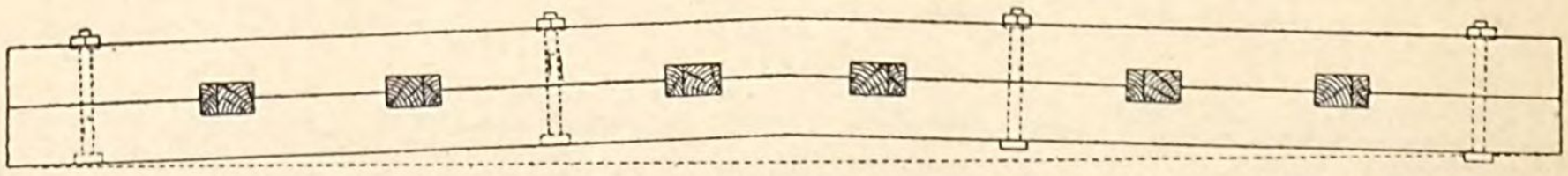


Fig. 320.



$\frac{1}{50}$ bis $\frac{1}{100}$ ihrer Länge (Fig. 320), welche man ähnlich wie bei den verzahnten Balken herſtellt. Dagegen werden durch Verdübelung verſtärkte Streben, Sattelhölzer, Spannriegel und Hängeſäulen nur aus geraden Balken zuſammengeſetzt. Die Form und Entfernung der Dübel, ſo wie die Zahl und Vertheilung der Schraubenbolzen ergiebt ſich aus Art. 136 (S. 100).

b) Geſchlitzte und geſpreizte Balken.

159. Geſchlitzte Balken

Wird ein Balken von der Breite b und der Höhe h in halber Höhe nach ſeiner Längenaxe aufgeſchlitzt und dann nach ſeiner Mitte hin allmählich ſo aus einander geſpreizt, daſs er dort die geſammte Höhe αh erhält, ſo wächst deſſen urſprüngliches Biegungsmoment $\frac{b h^2}{6}$ auf

$$\frac{b}{6} \cdot \frac{\alpha^3 - (\alpha - 1)^3}{\alpha} h^2 , \quad \ldots \quad 35.$$

ſonach, da in der Praxis gewöhnlich $\alpha = 2{,}5$ angenommen wird, auf $4{,}9 \frac{b h^2}{6}$ oder faſt auf das Fünffache. Dieſe Erhöhung der Tragfähigkeit veranlaſſte *Laves*, Balken in der Mitte auffägen und durch eingeſchaltete Klötze aus einander ſpreizen, deren Enden aber, zur Vermeidung eines völligen Auffchlitzens, durch Schraubenbolzen (Fig. 321 u. 322 rechts) oder beſſer durch umgelegte eiſerne Bänder (Fig. 321 u. 322 links) feſt zuſammenhalten zu laſſen. Da die Druckfeſtigkeit des Holzes

Fig. 321.

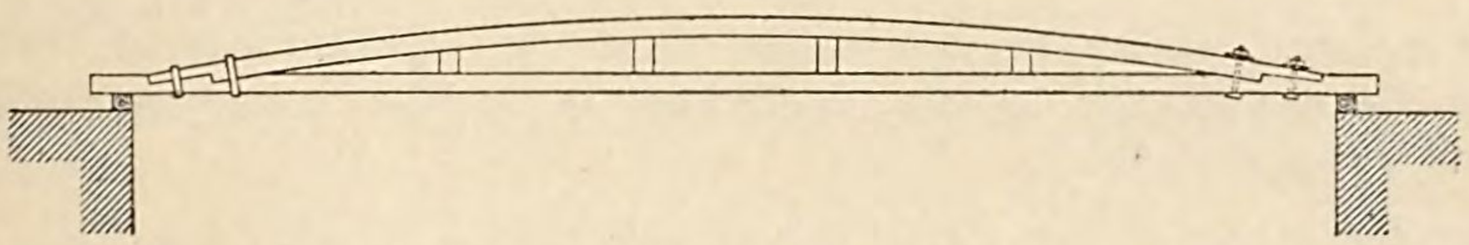
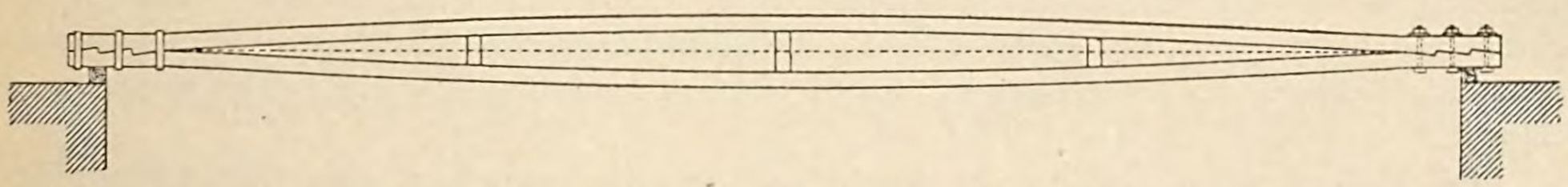


Fig. 322.



etwas geringer, als deſſen Zugfeſtigkeit iſt, ſo lieſs *Laves* dem oberen Balkentheile etwa $\frac{4}{3}$ von der Stärke des unteren, alſo dem erſteren $\frac{4}{7} h$ und dem letzteren $\frac{3}{7} h$ zur Höhe geben.

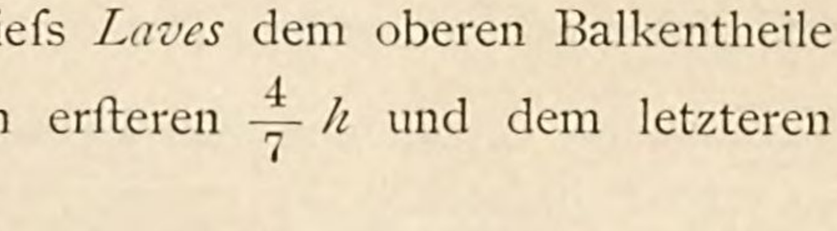
160. Geſpreizte Balken.

Wo die Stärke eines Balkens nicht ausreicht, um die zuvor angegebenen nöthigen Widerſtandsmomente zu erzielen, kann man durch Zuſammenſetzung je zweier Balken, welche man an den Enden feſt verbindet und von welchen man nur den unteren oder nur den oberen (Fig. 321) oder auch beide (Fig. 322) biegt und durch hölzerne Spreizen oder hölzerne Zangen aus einander hält, helfen.

Bezeichnet man die Ordinaten der Schwerlinien beider Balken (Fig. 323) für die beliebige Abſciſſe x und die halbe Stützweite $\frac{l}{2}$ bezw. mit y und h und die Angriffsmomente der Horizontalkräfte in den daſelbſt geführten lothrechten Schnitten bezw. mit M_x und $M_{\frac{l}{2}}$, ſo ergiebt ſich die Form der geſpreizten Balken aus der Gleichung

$$y = \frac{M_x}{M_{\frac{l}{2}}} h , \quad \ldots \quad 36.$$

Fig. 323.



welche z. B. für gleichförmig auf die Projection vertheilte Belaſtung g, wofür bekanntlich $M_x = \frac{g}{2} x (l - x)$ und $M_{\frac{l}{2}} = g \frac{l^2}{8}$ iſt, in die Gleichung

$$y = \frac{4 h}{l^2} x (l - x), \quad \ldots \quad 37.$$

alfo in die Gleichung der gemeinen Parabel übergeht. Der Querfchnitt F_z des gezogenen und F_d des gedrückten Balkens hat gleichzeitig den darin auftretenden Horizontalkräften und Verticalkräften

$$H_x = \frac{M_x}{y} \quad \text{und} \quad V_x = \frac{d\,M_x}{d_x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 38.$$

zu widerftehen, woraus fich bezw. die Querfchnittsflächen des gezogenen und gedrückten Balkens für die zuläffigen Zug- und Druckfpannungen z und d, fo wie für die zuläffigen Schubfpannungen v

$$F_z = \frac{M_x}{y\,z} \quad \text{und} \quad F_z' = \frac{1}{v}\,\frac{d\,M_x}{d_x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 39.$$

$$F_d = \frac{M_x}{y\,d} \quad \text{und} \quad F_d' = \frac{1}{v}\,\frac{d\,M_x}{d_x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 40.$$

ergeben.

Für den gemein-parabolifchen Balken mit gleichförmig auf die Projection vertheilter Belaftung erhält man bezw.

$$F_z = \frac{1}{z}\,\frac{g\,l^2}{8\,h} \quad \text{und} \quad F_z' = \frac{1}{v}\,g\left(\frac{l}{2} - x\right), \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 41.$$

ferner

$$F_d = \frac{1}{d}\,\frac{g\,l^2}{8\,h} \quad \text{und} \quad F_d' = \frac{1}{v}\,g\left(\frac{l}{2} - x\right), \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 42.$$

woraus folgt, dafs in diefem Falle die Querfchnitte F_z und F_d conftant find und wegen

$$\frac{F_z}{F_d} = \frac{d}{z} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 43.$$

fich umgekehrt verhalten, wie ihre Beanfpruchungen, ferner dafs die Querfchnitte F_z' und F_d' einander gleich, aber variabel find und von der Mitte des Balkens, wo fie Null werden, nach deffen Enden hin zunehmen, wo fie den gröfsten Werth

$$F_z' = F_d' = \frac{1}{v} \cdot \frac{g\,l}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 44.$$

erreichen. Für die Querfchnitte des gemein-parabolifchen Balkens find alfo in deffen Mitte nur die Momente, in allen übrigen, vorzugsweife über den Auflagern befindlichen Querfchnitten die Momente und Vertical-Schubkräfte in der Art mafsgebend, dafs der gröfsere der beiden fich ergebenden Querfchnitte zu wählen ift.

Die Balkenenden find fo zu verbinden, dafs die gleichen, aber entgegengefetzt und fcherend wirkenden Horizontalkräfte $\frac{g\,l^2}{8\,h}$ aufgehoben werden, was man durch Verfatzung, Verzahnung oder Verdübelung in Verbindung mit Schrauben und Bändern zu erreichen fucht. Die gefpreizten Träger erfordern je zwei durchgehende Balken, wefshalb fie auf Spannweiten von 10 bis 12 m befchränkt find, und geftatten wegen ihrer Form bei Decken nur dann Anwendung, wenn eine horizontale Ausgleichung von Fufsboden und Decke befonders hergeftellt wird.

c) Gitterträger.

161. Ermittelung der Spannungen.

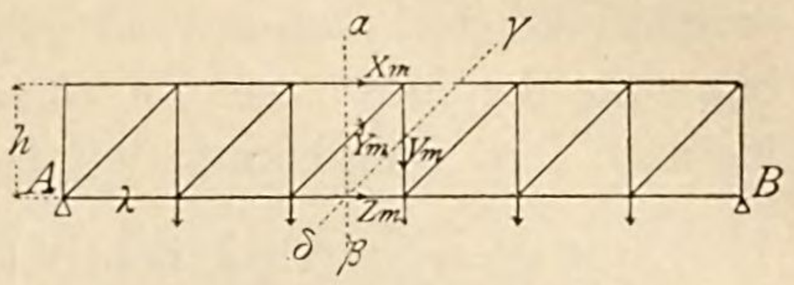
Wo bedeutendere Laften zu übertragen und gröfsere Räume mittels Trägern zu überfpannen find, welche oben und unten eine wagrechte Begrenzung erhalten follen, find Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen (fog. Parallelträger [75]) und rechtwinkeligem Stabfyftem mit Vortheil zu verwenden. Sie erhalten zwei doppelte hölzerne Gurtungen, zwifchen welche hölzerne, gewöhnlich unter halbem rechten Winkel geneigte gekreuzte Diagonalen und hölzerne oder eiferne Verticalen (Träger mit combinirtem Gitterwerk [75]) nach dem Syftem *Howe* eingefchaltet find (Fig. 325 bis 327). Hierbei werden am vortheilhafteften alle die eine feitliche Uebertragung der Laften auf beide Stützpunkte bewirkenden Hauptdiagonalen, fo wie die zur Ausfteifung der Felder eingefchalteten Gegendiagonalen für Druck, jene Verticalen für Zug conftruirt.

---

[75]) Siehe Theil I, Band 1, Art. 374 (S. 338).

Nimmt man an, ein ſolcher Gitterträger (Fig. 324), von der Höhe h und mit n gleichen Feldern von der Weite λ, ſei in jedem unteren Knotenpunkte mit dem Eigengewicht p und der Verkehrslaſt q beſchwert (z. B. wenn Deckenbalken auf deſſen untere Gurtung gelegt oder an dieſelbe angehängt werden), ſo beträgt die gröſste Druckſpannung des beliebigen m-ten oberen Gurtungsſtückes [76])

Fig. 324.



$$X_m \, min = - \frac{(p+q)\,\lambda}{2\,h} (m-1)\,(n+1-m) = - C\,(m-1)\,(n+1-m) \quad 45.$$

und die gröſste Zugſpannung des m-ten unteren Gurtungsſtückes [76])

$$Z_m \, min = \frac{(p+q)\,\lambda}{2\,h}\, m\,(n-m) = C\,m\,(n-m), \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 46.$$

worin C dieſelbe Conſtante darſtellt, welche daher bezw. mit zwei verſchiedenen variablen Producten zu multipliciren iſt.

Die Grenzſpannungen der Diagonalen 1 bis n mit der durchweg gleichen Länge $t = \sqrt{\lambda^2 + h^2}$ ſind für Druck und Zug [77]) bezw.

$$Y_m \, min = - \frac{t}{2\,h} \left[p\,(n+1-2\,m) + \frac{q}{n}\,(n-m)\,(n+1-m) \right] \quad . \quad 47.$$

und

$$Y_m \, max = \frac{t}{2\,h} \left[- p\,(n+1-2\,m) + \frac{q}{n} \,.\, m\,(m-1) \right], \quad . \quad . \quad . \quad 48.$$

worin $\frac{t\,p}{2\,h}$ und $\frac{t\,q}{2\,n\,h}$ wiederum Conſtante vorſtellen.

Die Grenzſpannungen in den Verticalen 0 bis $n-1$ ſind für Zug und Druck [77]) bezw.

$$V_m \, max = \frac{p}{2}\,(n+1-2\,m) + \frac{q}{2\,n}\,(n-m)\,(n+1-m) \quad . \quad . \quad . \quad 49.$$

und

$$V_m \, min = \frac{p}{2}\,(n+1-2\,m) - \frac{q}{2\,n}\,m\,(m-1) \,. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 50.$$

Sind die Spannungen dieſes Trägers mit durchweg rechts ſteigenden Diagonalen, welche auf ſeiner linken Seite Druck-, auf ſeiner rechten Seite Zugſpannungen annehmen, berechnet, ſo laſſen ſich hieraus die Spannungen des Trägers mit nur gedrückten, zu deſſen Mittellinie ſymmetriſchen Diagonalen (Hauptdiagonalen) ableiten, während man alle Diagonalen, welche Zugſpannung annehmen würden, wegläſſt und durch ſolche mit entgegengeſetzter Neigung erſetzt.

Wird derſelbe Gitterträger in allen oberen Knotenpunkten belaſtet (z. B. wenn Deckenbalken auf deſſen obere Gurtung gelegt werden), ſo bleiben die Spannungen der Gurtungen und Diagonalen dieſelben und die Grenzſpannungen nur der Verticalen von 0 bis $n-1$ gehen in die folgenden [77]) über:

$$V_m \, max = \frac{p}{2}\,(n-1-2\,m) + \frac{q}{2\,n}\,(n-m)\,(n-1-m) \quad . \quad . \quad 51.$$

und

$$V_m \, min = \frac{p}{2}\,(n-1-2\,m) - \frac{q}{2\,n}\,m\,(m+1) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 52.$$

In den meiſten beim Hochbauweſen vorkommenden Fällen erhalten die hölzernen Gitterträger durchweg gleiche Stärken ihrer Gurtungen und Stäbe, wodurch zwar

---

[76]) Siehe Art. 386, S. 351 in Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches«.

[77]) Siehe Art. 387, S. 351 ebendaſ.

ihr Materialbedarf vermehrt, aber ihre Conſtruction weſentlich vereinfacht wird. In dieſem Falle hat man nur die gröſsten Spannungen der Gurtungen und Stäbe, welche bezw. in der Mitte und an den Enden dieſer Träger eintreten, zu ermitteln und hiernach ihre Querſchnitte feſt zu ſtellen.

Für $m = \frac{n}{2}$ erhält man daher die abſolut gröſste Druckſpannung der oberen Gurtung

$$X_m \, min = - \frac{(p+q)\,\lambda}{2\,h}\left(\frac{n^2}{4} - 1\right), \quad \ldots\ldots\ldots \quad 53.$$

worin 1 gegen $\frac{n^2}{4}$ vernachläſſigt werden kann, und die abſolut gröſste Zugſpannung der unteren Gurtung

$$Z_m \, max = \frac{(p+q)\,\lambda}{2\,h} \cdot \frac{n^2}{4} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 54.$$

Für $m = 0$ erhält man die abſolut gröſste Druckſpannung der Diagonalen

$$Y_m \, min = - \frac{t}{2\,h}\,(p+q)\,(n+1) \ldots\ldots\ldots \quad 55.$$

und die abſolut gröſste Zugſpannung der Verticalen

$$V_m \, max = \frac{1}{2}\,(p+q)\,(n+1), \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 56.$$

wenn der Träger unten und

$$V_m \, max = \frac{1}{2}\,(p+q)\,(n-1), \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 57.$$

wenn derſelbe oben belaſtet iſt.

162. Querſchnitts-Ermittelung.

Bezeichnet man mit F_x und F_z, F_d und F_v bezw. die Querſchnitte der Gurtungen und Stäbe, mit z und d bezw. die gröſste zuläſſige Zug- und Druckſpannung, ſo iſt, wenn die Trägerlänge $n\lambda = l$ geſetzt wird, der erforderliche conſtante nutzbare Querſchnitt der oberen Gurtung

$$F_x = \frac{n\,(p+q)\,l}{8\,d\,h}, \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 58.$$

der unteren Gurtung

$$F_z = \frac{n\,(p+q)\,l}{8\,z\,h}, \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 59.$$

der Diagonalen

$$F_d = \frac{(n+1)\,(p+q)\,t}{2\,d\,h} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 60.$$

und der entweder hölzernen oder eiſernen Verticalen bezw.

$$F_v = \frac{(n+1)\,(p+q)}{2\,z} \text{ oder } F_v = \frac{(n-1)\,(p+q)}{2\,z}, \quad \ldots \quad 61.$$

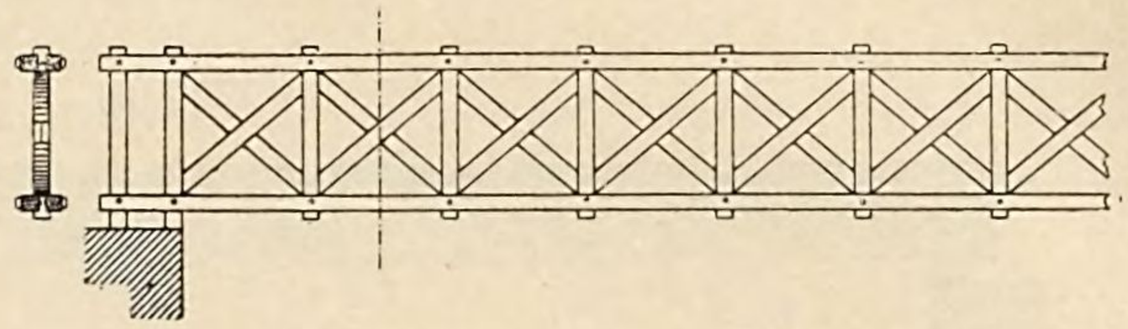
wobei die kleinſte zuläſſige Beanſpruchung auf Zug für Holz und Schmiedeeiſen zu bezw. 100 und 1000 kg pro 1 qcm angenommen werden kann.

163. Conſtruction.

Bei Anwendung hölzerner Verticalen werden dieſelben auf beiden Seiten mit den beiden Gurtungen verblattet und oben und unten mit ihnen verbolzt, während die gekreuzten Diagonalen, welche in ihren Kreuzungspunkten verblattet und genagelt werden, durch Zapfen ohne oder mit Verſatzung mit ihnen verbunden ſind (Fig. 325). Bei Anwendung eiſerner, mit Kopf und Mutter verſehenen Verticalen werden dieſelben

durch kurze hölzerne, von aufsen quer über und unter die Gurtungen gelegte Sattelftücke gefteckt, die Diagonalen mittels Zapfen zwifchen die Gurtungen eingefchaltet und diefe fämmtlichen Theile durch Anziehen der erwähnten Muttern feft zufammengeprefft (Fig. 326).

Fig. 325.



Bei Gitterträgern für gröfsere Spannweiten mit bedeutenderenBelaftungen fchaltet man zwifchen die Enden entgegengefetzt geneigter Diagonalen befondere Spannklötze ein, gegen welche fich die letzteren ftemmen und welche von den Hängeeifen durchfetzt werden (Fig. 327).

Fig. 326.

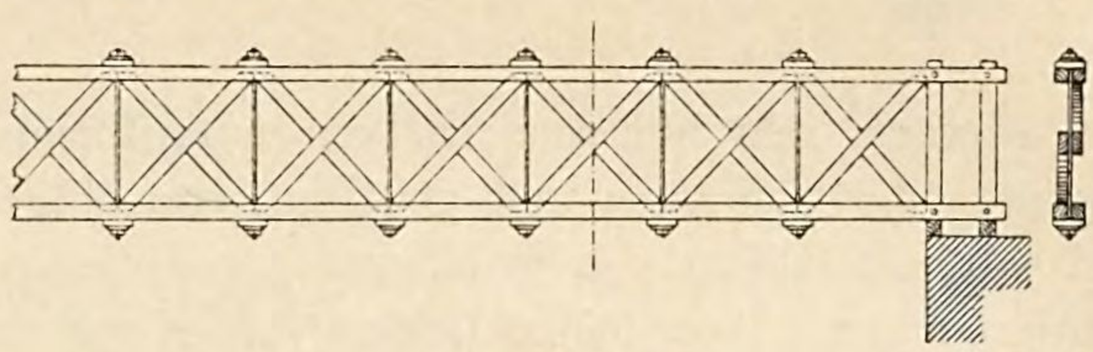
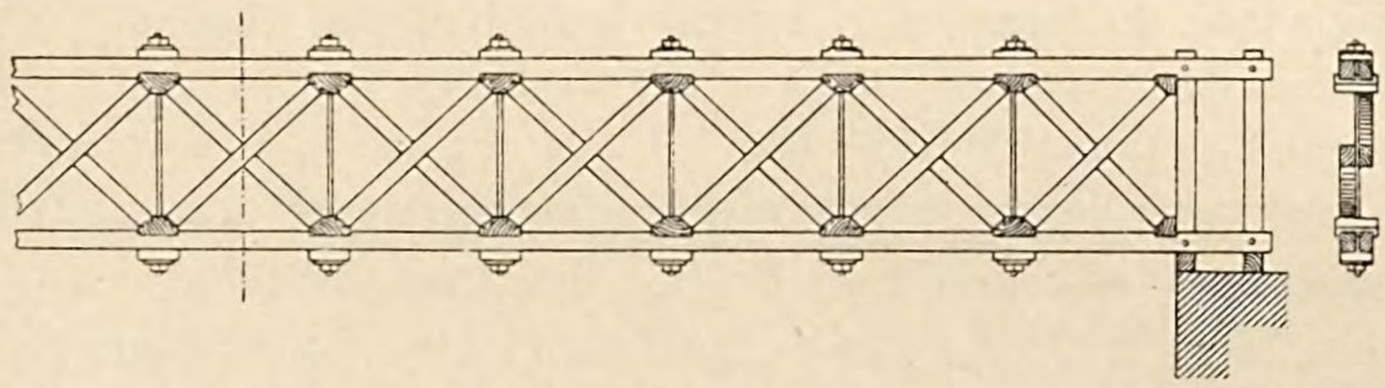


Fig. 327.



d) Armirte Balken.

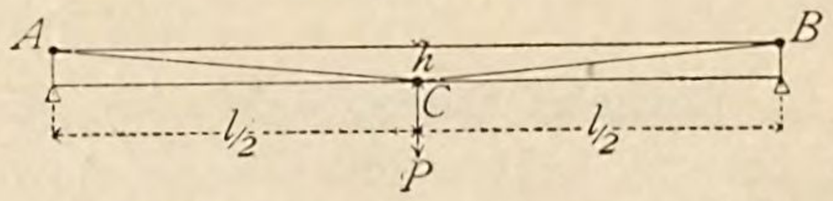
Die Tragfähigkeit von Balken, welche für fich zu fchwach find, kann durch Verbindung derfelben mit Hängewerken (Fig. 329 u. 331) oder Sprengwerken (Fig. 332) erhöht werden, wobei diefe Hilfs-Conftructionen für kleinere und gröfsere Spannweiten bezw. einfach und doppelt angewendet werden.

1) Hängewerkbalken.

164. Einfache Hängewerkbalken.

Ift ein Balken von der Länge l, Breite b und Höhe h (Fig. 328) verfügbar, fo ift derfelbe bei feiner gröfsten zuläffigen Beanfpruchung d im Stande, von der gröfsten, in feiner Mitte wirkenden Laft P den Antheil

Fig. 328.



$$\alpha P = \frac{2}{3} \frac{d\, b\, h^2}{l} \quad . \quad . \quad . \quad 62.$$

zu tragen, woraus α zu beftimmen ift. Um den Reft $P(1-\alpha)$ der Laft übertragen zu können, müffen die Zugftangen auf jeder Seite bei einer gröfsten zuläffigen Beanfpruchung z den nutzbaren Querfchnitt

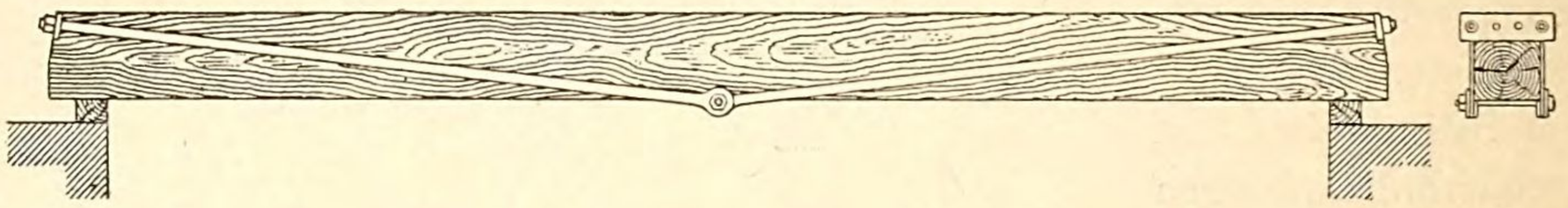
$$F = \frac{P(1-\alpha)}{2\,z} \frac{\sqrt{4\,h^2 + l^2}}{2\,h} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 63.$$

erhalten, wovon bei je zwei Zugftangen auf jede die Hälfte kommt. Werden diefelben, wie gewöhnlich, aus Rundeifen hergeftellt und an den äufseren Enden mit Gewinden von $0{,}2$ des äufseren Durchmeffers verfehen, fo beträgt deren äufserer Durchmeffer

$$D = \frac{2}{1-0{,}4} \sqrt{\frac{F}{\pi}} = 1{,}88 \sqrt{F} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 64.$$

Die Gewinde werden gewöhnlich durch eiſerne, zur Zugſtangenaxe normale Querplatten geſteckt, mit Unterlagsplatten verſehen und dann mittels ſtarker Muttern angezogen, während die unteren Enden der Zugſtangen Oeſen erhalten, durch welche

Fig. 329.

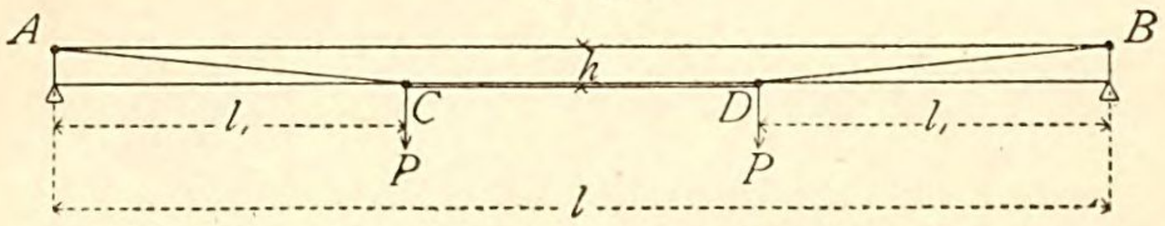


ein eiſerner, den hölzernen Balken unterſtützender Querbolzen geſteckt und durch Splinte oder Schrauben feſt gehalten wird (Fig. 329).

165. Doppelte Hängewerkbalken.

Iſt ein Balken von den zuvor angegebenen Abmeſſungen verfügbar und in den Entfernungen l_1 von ſeinen beiden Enden mit den gleichen Einzellaſten P beſchwert (Fig. 330), ſo kann er von jeder derſelben den Antheil

Fig. 330.



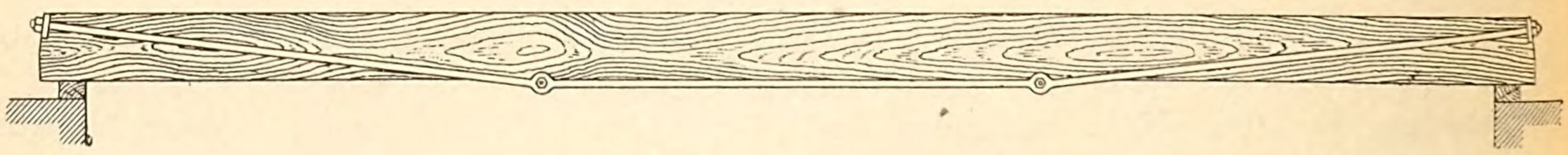
$$\alpha P = \frac{1}{6} \frac{d\, b\, h^2}{l_1} \quad . \quad 65.$$

tragen, woraus α zu beſtimmen iſt. Um den Reſt $P\,(1-\alpha)$ dieſer Laſt übertragen zu können, müſſen die geneigten und wagrechten Theile der Zugſtangen bezw. einen nutzbaren Geſammtquerſchnitt

$$F = \frac{P\,(1-\alpha)}{z} \frac{\sqrt{h^2 + l_1^2}}{h} \quad \text{und} \quad F_1 = \frac{P\,(1-\alpha)}{z} \cdot \frac{l_1}{h} \quad . \quad . \quad . \quad 66.$$

erhalten, woraus deren äuſserer Durchmeſſer wie vorher zu beſtimmen iſt. Die Conſtruction iſt derjenigen der einfachen Hängewerkbalken analog (Fig. 331).

Fig. 331.

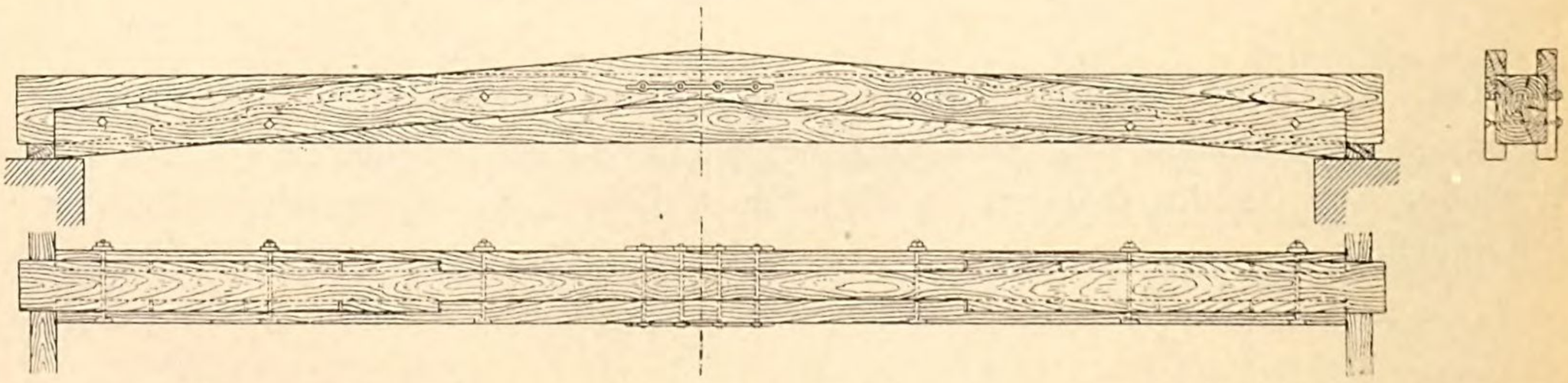


2) Sprengwerkbalken.

166. Einfache Sprengwerkbalken.

Einfache Sprengwerkbalken (Fig. 332) beſtehen auſser dem Hauptbalken aus je zwei zu beiden Seiten angebrachten, geneigten hölzernen Streben, welche durch Schraubenbolzen mit jenen verbunden werden. Um ein Ineinanderpreſſen der Streben an den ſich berührenden Hirnenden zu vermeiden, legt man hinreichend groſse Zink-,

Fig. 332.



Kupfer- oder Eisenplättchen ein. Die statische Berechnung ist derjenigen der einfachen Hängewerkbalken analog; nur ist in die Gleichung 63. für F der Werth d statt z einzuführen und auf Holz zu beziehen.

167. Doppelte Sprengwerkbalken.

Doppelte Sprengwerkbalken unterscheiden sich von den einfachen nur durch wagrechte, zwischen die Streben eingeschaltete Spannriegel, werden jedoch analog construirt und mit denselben Modificationen, wie die doppelten Hängewerkbalken berechnet.

4. Kapitel.

Balkenverbände.

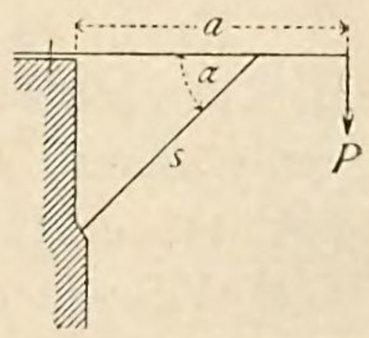
a) Winkelbänder.

168. Berechnung.

Ist ein wagrechter, am einen Ende fest gehaltener, am anderen Ende frei schwebender Balken (Fig. 333) von der Länge a für sich zu schwach, um eine an seinem freien Ende wirkende Last P zu tragen, so wird derselbe am einfachsten durch ein Winkelband, auch Büge genannt, unterstützt. Bezeichnet α den Winkel, welchen das Winkelband von der Länge s mit dem Horizont einschliefst, so ist, wenn von der Biegungsfestigkeit des Horizontalbalkens abgesehen wird, der längs des Winkelbandes wirkende Druck

$$S = P \frac{a}{s \cos \alpha \sin \alpha} = P \frac{2\,a}{s \sin 2\,\alpha} \quad . \quad . \quad . \quad 67.$$

Fig. 333.



und der längs des Horizontalbalkens wirkende Zug

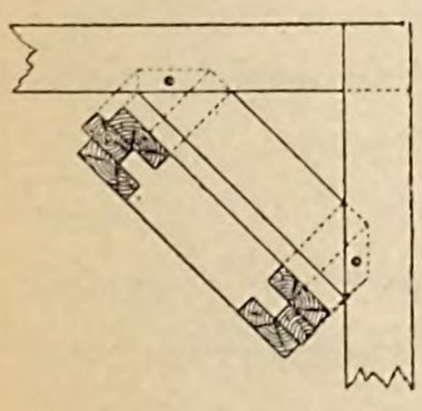
$$H = S \cos \alpha = P \frac{a}{s \sin \alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 68.$$

Der Druck S wird unter übrigens gleichen Umständen am kleinsten, wenn $\sin 2\,\alpha = 1$, also wenn das Winkelband unter einem Winkel $\alpha = 45$ Grad angebracht wird. Wirkt die Last P direct am Kopfe des Winkelbandes, so wird $a = s \cos \alpha$ und, wenn dieser Werth in Gleichung 67. u. 68. eingeführt wird, der Längsdruck und Horizontalzug bezw.

$$S = \frac{P}{\sin \alpha} \quad \text{und} \quad H = \frac{P}{\operatorname{tg} \alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 69.$$

Wenn nunmehr mit β die gröfsere, mit δ die kleinere Querschnitts-Dimension eines an den Enden eingezapften, etwas drehbaren Winkelbandes (Fig. 334), mit E der Elasticitäts-Modul und mit C sein Sicherheits-Coefficient, der bei Holz etwa zu $\frac{1}{10}$ anzunehmen ist, bezeichnet wird, so ist der Widerstand eines auf seitliche Ausbiegung (Knicken) beanspruchten Winkelbandes

Fig. 334.



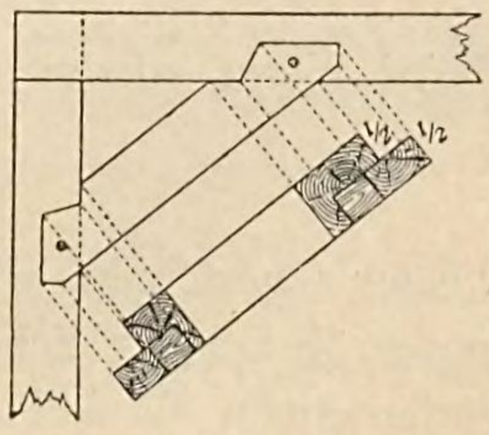
$$W = \frac{C\,\pi^2\,E}{12} \cdot \frac{\beta\,\delta^3}{s^2} \quad . \quad . \quad 70.$$

Durch Gleichsetzung der Werthe 67. und 70. erhält man die Gleichung

$$\beta\,\delta^3 = \frac{24\,s\,a}{C\,\pi^2\,E \sin 2\,\alpha} P, \quad . \quad 71.$$

woraus eine der erforderlichen Abmessungen β oder δ ermittelt werden

Fig. 335.



kann. Wird das Winkelband an den Enden durch Anblattung feſt gehalten (Fig. 335), ſo iſt in Gleichung 71. $4\,\pi^2$ ſtatt π^2 zu ſetzen, mithin eine jener beiden Abmeſſungen aus der Gleichung

$$\beta\,\delta^3 = \frac{6\,s\,a}{C\,\pi^2\,E\,\sin 2\,\alpha}\,P \quad \ldots\ldots\ldots \quad 72.$$

zu ermitteln. Wird hierin $C = \frac{1}{10}$, $\pi = 3{,}14$ und $E = 120000$ geſetzt, ſo ergiebt ſich

$$\beta\,\delta^3 = 0{,}00005\,\frac{s\,a}{\sin 2\,\alpha}\,P \quad \ldots\ldots\ldots \quad 72a.$$

Gleich groſse Gefahr gegen ſeitliche Ausbiegung in der Richtung beider Querſchnitts-abmeſſungen des Winkelbandes entſteht, wenn $\beta = \delta$, in welchem Falle in den beiden letzten Gleichungen δ^4 ſtatt $\beta\,\delta^3$ zu ſetzen iſt, alſo nur δ zu beſtimmen bleibt.

169. Conſtruction.

Das eingezapfte Winkelband (Fig. 334) wird oben mit einem Schrägzapfen, der zuerſt eingeſetzt wird, unten mit einem ſog. Jagdzapfen verſehen, welcher unten nach einem Kreisbogen abgerundet iſt und mit dem Hammer eingetrieben oder »eingejagt« wird. Zuletzt erfolgt die Befeſtigung mit je zwei Holznägeln.

Das angeblattete Winkelband (Fig. 335) erhält zwei ſchräge Blätter, welche ſeine halbe Stärke zur Dicke haben, im Uebrigen nur ſchräge Stöſse. Die Schräg blätter verhindern hierbei eine Vergröſserung, die Stöſse eine Verkleinerung der beiden Winkel, welche der Horizontalbalken und der Verticalpfoſten mit dem Winkelband einſchlieſsen.

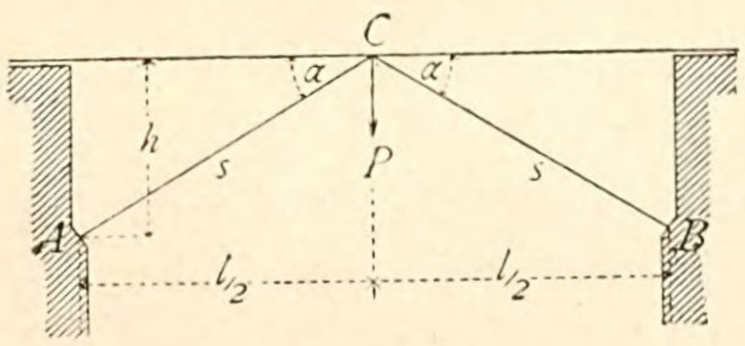
b) Sprengwerke.

Iſt ein an beiden Enden frei aufliegender Balken zu ſchwach, um die ihm zufallende Laſt zu tragen und wird er deſshalb an einer, an zwei oder an mehreren Stellen durch Streben unterſtützt, ſo entſteht das einfache (Fig. 337), das zweifache (Fig. 350 u. 352) und das mehrfache Sprengwerk.

170. Einfaches Sprengwerk.

Wirkt in der Mitte des horizontalen Balkens von der Länge l die Laſt P, ſo hat jede Strebe von der Länge s hiervon die Hälfte zu übertragen, und es ergiebt ſich mit Bezugnahme auf die Bezeichnungen in Fig. 336 der längs der Strebe wirkende Druck

Fig. 336.



$$S = \frac{P}{2}\cdot\frac{s}{h} = \frac{P}{2}\cdot\frac{l}{2\,h\cos\alpha}, \quad \ldots \quad 73.$$

welcher ſich in den am Fuſse der Strebe wirkenden Verticaldruck $\frac{P}{2}$ und den Horizontaldruck

$$H = \frac{P}{2}\cdot\frac{l}{2\,h} \quad \ldots\ldots \quad 74.$$

zerlegt, welche beiden letzteren Drücke von Verticalpfoſten oder Widerlagern aufzunehmen ſind. Die Stärke der Streben ergiebt ſich aus Gleichung 73. und 70. zu

$$\beta\,\delta^3 = \frac{6}{C\,\pi^2\,E}\cdot\frac{s^3}{h}\,P = \frac{3}{4\,C\,\pi^2\,E}\cdot\frac{l^3}{h\cos^3\alpha}\,P \quad \ldots\ldots \quad 75.$$

Wird hierin wieder $C = \frac{1}{10}$, $\pi = 3{,}14$ und $E = 120000$ geſetzt, ſo ergiebt ſich

$$\beta\,\delta^3 = 0{,}0000063\,\frac{l^3}{h\cos^3\alpha}\,P \quad \ldots\ldots\ldots \quad 75a.$$

Dieſer Querſchnitt wird, wie beim Winkelverband, zum Minimum, wenn derſelbe unter übrigens gleichen Umſtänden quadratiſch angenommen und wenn jede Strebe unter einem Winkel $\alpha = 45$ Grad geneigt wird.

Die Verbindung der Streben mit dem Balken geſchieht entweder durch ſtumpfen Stoſs und ſchräge Verzapfung mit dem Balken (Fig. 337) oder vermittels eines Unterzuges, in welchen die Streben ebenfalls mittels kurzer Zapfen eingreifen (Fig 338), oder mittels eines guſseiſernen Schuhes (Fig. 339), welcher durch Bolzen mit dem Balken verbunden und mit Stehplatte nebſt Wangenſtücken verſehen iſt, um die Köpfe der Streben gegen ein Ineinanderpreſſen und gegen ein ſeitliches Ausweichen zu ſchützen.

Die Verbindung der Streben mit den Widerlagern geſchieht in verſchiedener Weiſe. Beſtehen die Widerlager aus Mauerwerk, ſo wird die Strebe entweder direct in

Fig. 337.

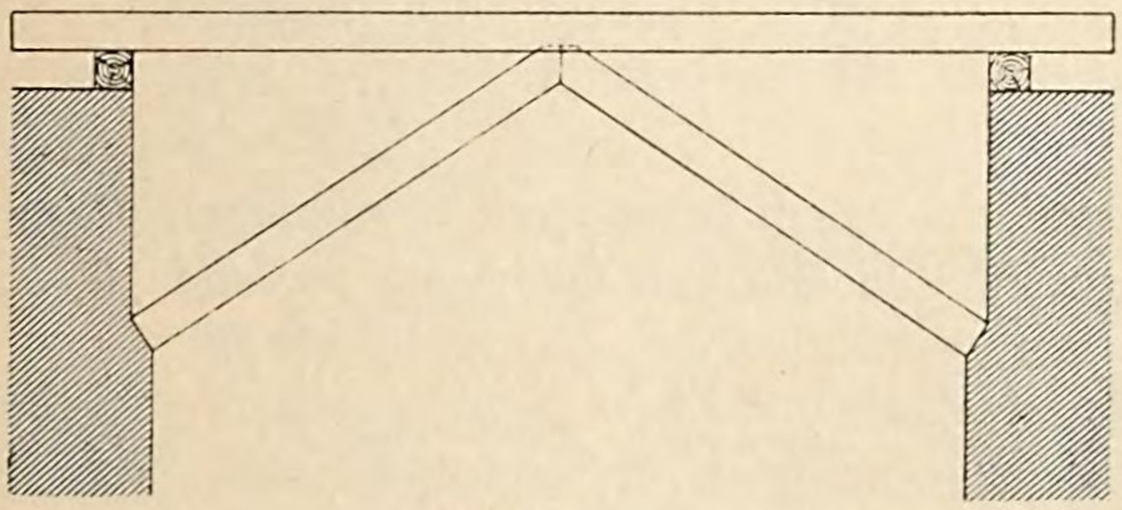


Fig. 338.

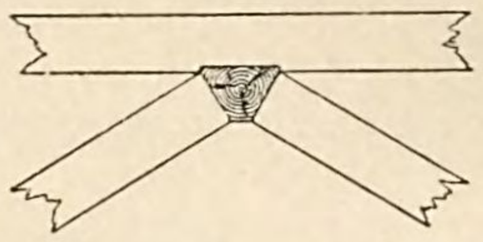


Fig. 339.

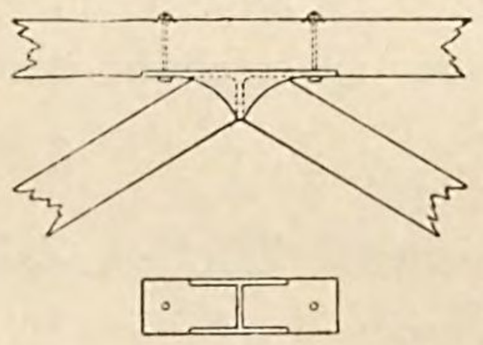


Fig. 340.

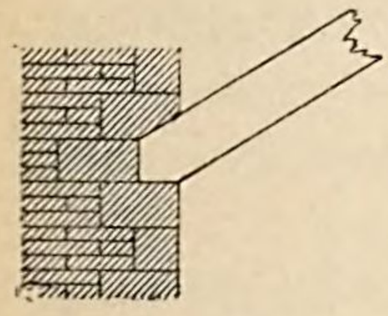


Fig. 341.

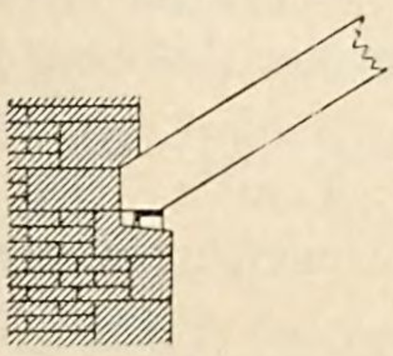


Fig. 342.

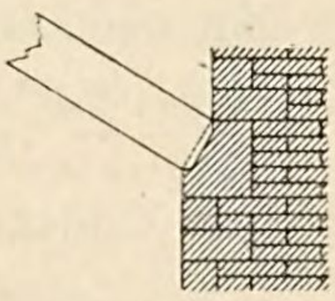


Fig. 343.

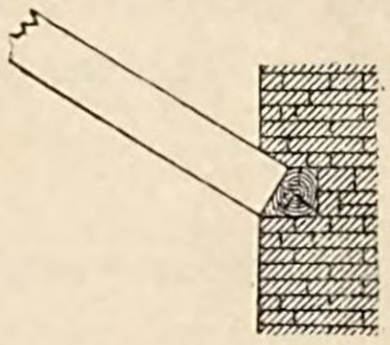


Fig. 344.

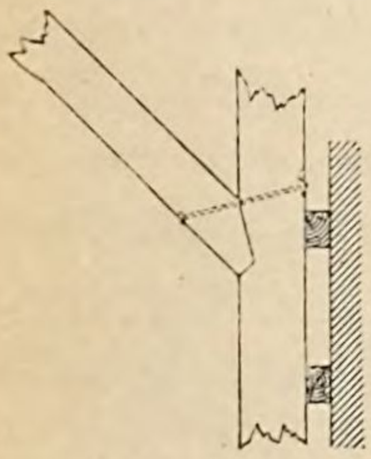


Fig. 345.

Fig. 346.

Fig. 347.

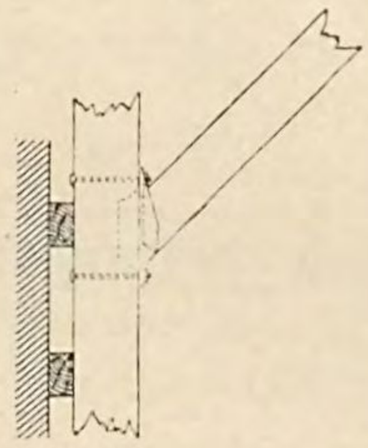
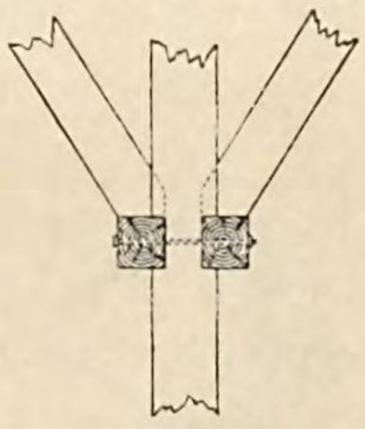


Fig. 348.



das Mauerwerk eingeſetzt (Fig. 340) oder mittels eines guſseiſernen Schuhes (Fig. 341 u. 345) unterſtützt, welcher Waſſerabfluſs und Luftzutritt geſtattet, alſo die Trockenheit und Dauer der Strebe befördert. Beſteht das Mauerwerk aus Quadern oder wird es mit Quadern verblendet, ſo läſſt man den Fuſs der Strebe in einen beſonderen, nicht zu kleinen Quader ein (Fig. 342); beſteht dagegen das Mauerwerk aus kleinen Bruchſteinen oder Ziegeln, ſo legt man eine beſondere hölzerne Schwelle ein, welche den Druck der Strebe auf eine gröſsere Mauerfläche vertheilt (Fig. 343).

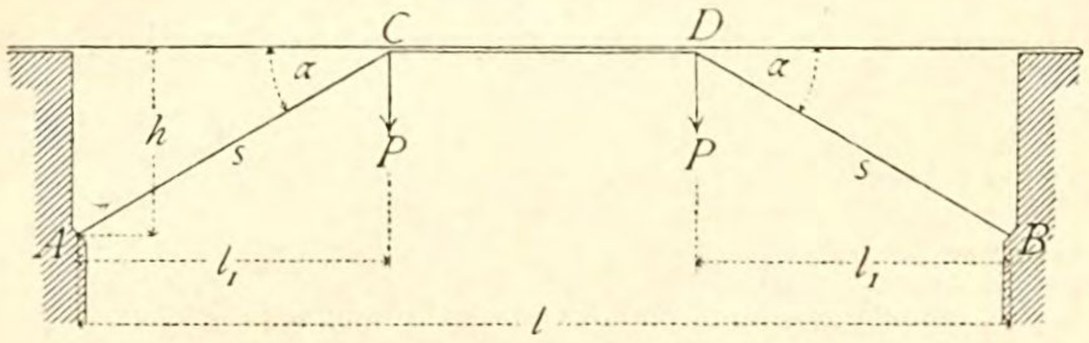
Stemmen ſich die Streben gegen hölzerne Pfoſten, ſo werden ſie mit den letzteren entweder durch Verſatzungen und Schrauben (Fig. 344) oder durch guſs-

eiſerne Schuhe (Fig. 347), welche in Fig. 346 beſonders dargeſtellt ſind, oder durch Gurthölzer (Fig. 348) verbunden, welche mit den Pfoſten verſchraubt werden.

171. Zweifaches Sprengwerk.

Wirken in den Punkten C und D (Fig. 349), mit den Abſtänden l_1 von den Stützen A und B, die Laſten P und ſind dieſe von den Streben $A\,C$ und $B\,D$ zu unterſtützen, ſo erfährt jede Strebe von der Länge $s = \sqrt{l_1^2 + h^2} = \frac{l_1}{\cos \alpha}$ den Längsdruck

Fig. 349.



$$S = P\frac{s}{h} = P\frac{l_1}{h\cos\alpha}; \quad . \quad 76.$$

dieſer ſcheidet am Kopfe und Fuſse jeder Strebe als horizontale Componente den Druck

$$H = P\frac{l_1}{h} \quad . \quad . \quad 77.$$

aus, welcher oben vom Balken oder von einem beſonderen Spannriegel, unten vom Widerlager aufzunehmen iſt. Durch Verbindung von Gleichung 70. und 76. ergiebt ſich der Querſchnitt der Streben aus

$$\beta\,\delta^3 = \frac{12}{C\,\pi^2\,E}\cdot\frac{s^3}{h}P = \frac{12}{C\,\pi^2\,E}\cdot\frac{l_1^3}{h\cos^3\alpha}\,P \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 78.$$

und, wenn dieſelben Zahlenwerthe wie früher eingeführt werden, aus

$$\beta\,\delta^3 = 0{,}0000126\,\frac{l_1^3}{h\cos^3\alpha}\,P \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 78^a.$$

Für die Beſtimmung des Querſchnittes des Spannriegels mit der Breite β_1 und der Dicke δ_1 als der kleineren Dimenſion erhält man aus Gleichung 70. und 77. die Gleichung

$$\beta_1\,\delta_1^3 = \frac{12}{C\,\pi^2\,E}\cdot\frac{l_1^3}{h\cos^2\alpha}\,P \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 79.$$

und, wenn wieder die obigen Zahlenwerthe eingeführt werden,

$$\beta_1\,\delta_1^3 = 0{,}0000126\,\frac{l_1^3}{h\cos^2\alpha}\,P \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 79^a.$$

Wird der Spannriegel mit dem Balken feſt verbunden, ſo läſſt ſich in obiger Gleichung $4\,\pi^2$ ſtatt π^2 ſetzen, und man erhält den Zahlen-Coefficienten $0{,}0000031$.

Fig. 350.

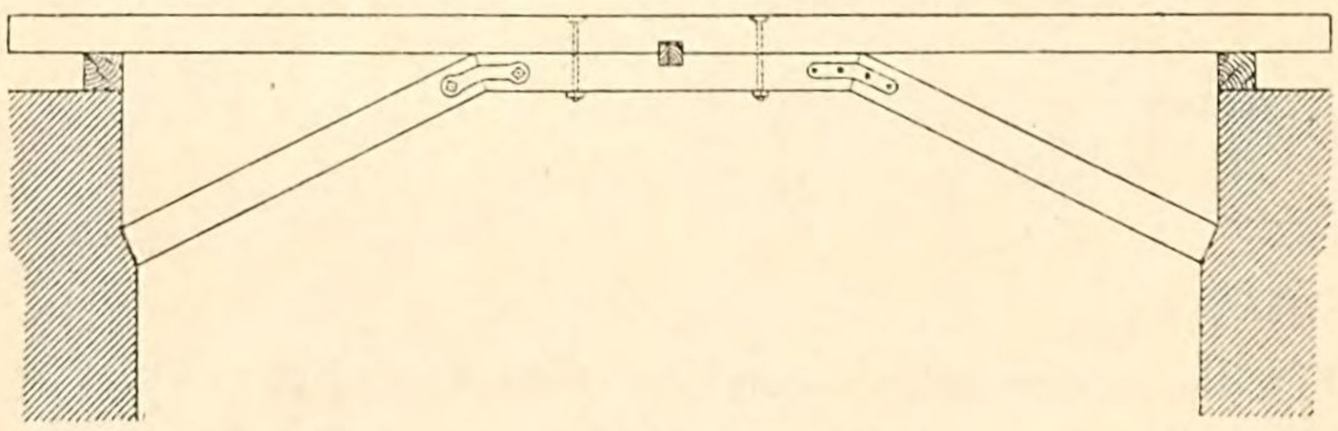


Fig. 351.

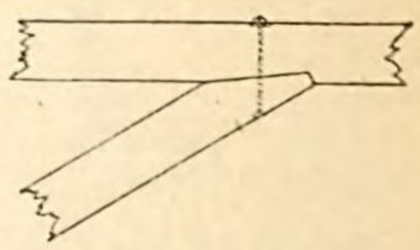


Fig. 352.

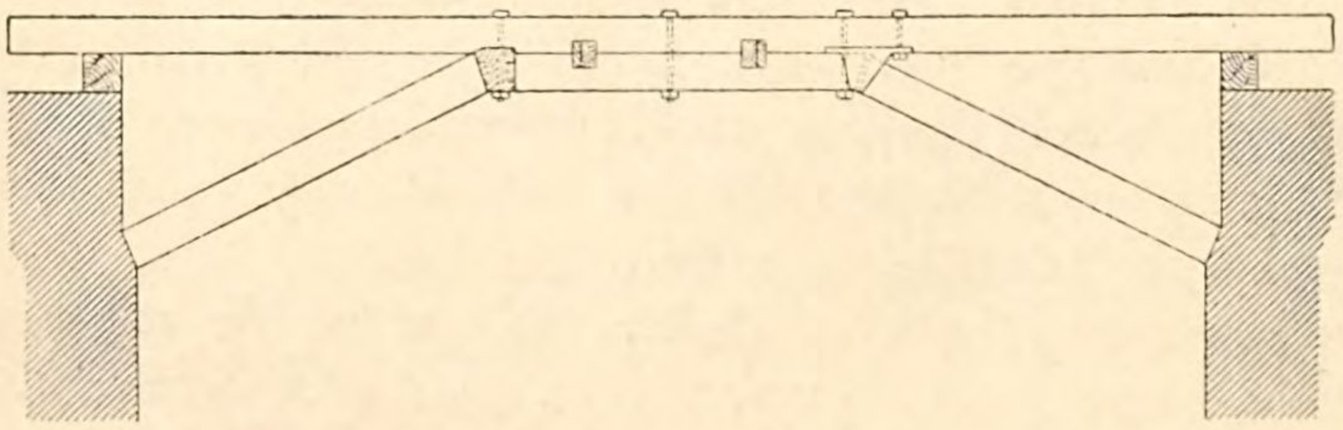
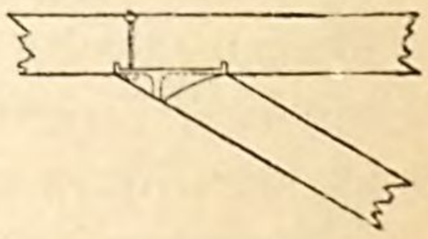


Fig. 353.



Die Verbindung der Streben mit dem Balken wird entweder direct, theils mittels Verfatzung und Schrauben (Fig. 351), theils mittels gufseiferner Schuhe (Fig. 353), oder indirect bewirkt, indem man zwifchen die Streben einen Spannriegel (Fig. 350 u. 352) einfchaltet. Die Streben werden mit diefem Spannriegel entweder durch ftumpfen Stofs nebft fchmiedeeifernen Winkelbändern (Fig. 350) oder mittels eines Unterzuges (Fig. 352 links) oder mittels eines gufseifernen Schuhes (Fig. 352 rechts) verbunden. In den Unterzug, welcher an den Balken gefchraubt wird, werden Streben und Spannriegel mittels kurzer Zapfen eingefetzt, während der gufseiferne Schuh an den Balken und Spannriegel gefchraubt wird, im Uebrigen aber ähnlich, wie der beim einfachen Sprengwerk befchriebene angeordnet ift. Damit Balken und Spannriegel möglichft zufammen wirken, werden beide mittels Dübel und Schrauben (Fig. 350 u. 352) verbunden.

Die Verbindung der Streben mit den Widerlagern ift derjenigen des einfachen Sprengwerkes analog.

c) Hängewerke.

Ift ein an beiden Enden frei aufruhender Balken zu fchwach, um die ihm zufallende Laft zu tragen, und wird er defshalb an einer, an zwei oder an mehreren Stellen durch Hängefäulen und Streben unterftützt, fo entfteht das einfache (Fig. 356 u. 359), das zweifache (Fig. 367) und das mehrfache Hängewerk. Das Hängewerk ift fomit als ein Sprengwerk mit einer, zwei oder mehreren Hängefäulen anzufehen.

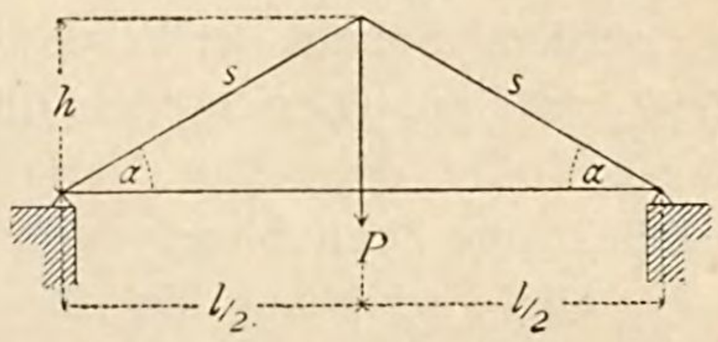
172. Einfach Hängewerk.

Das Princip des einfachen Hängewerkes oder des fog. einfachen Hängebockes wird durch Fig. 354 veranfchaulicht.

Wirkt in der Mitte des horizontalen Balkens die Laft P, fo ift diefelbe durch die Hängefäule auf die beiden Streben zu übertragen, mithin deren parallel zur Axe wirkende Zugfpannung

$$V = P \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 80.$$

Fig. 354.



Am oberen Ende der Hängefäule zerlegt fich diefe Spannung in der Richtung der beiden Streben und erzeugt in ihnen denfelben, durch Gleichung 73. dargeftellten Längsdruck, wie beim einfachen Sprengwerk, während der Balken eine Zugfpannung erfährt, welche dem durch Gleichung 74. dargeftellten Seitendruck H numerifch gleich ift. Der Balken mufs diefe Zugfpannung aufheben; das Hängewerk erzeugt alfo einen Seitendruck, wie das Sprengwerk, nicht, fondern übt, wie der Balken, einen nur lothrechten Druck auf feine Unterlagen aus. Dagegen mufs der Balken fo lang fein, dafs ein Abfcheren durch die Streben vermieden wird. Wird die Verlängerung des Spannbalkens aufserhalb der Streben mit λ, deffen Breite mit β und deffen Widerftand gegen Abfcheren parallel zur Faferrichtung für die Flächeneinheit mit v bezeichnet, fo ergiebt fich die erforderliche Verlängerung

$$\lambda = \frac{H}{v\,\beta}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 81.$$

worin für Nadel- und Eichenholz bezw. $v = 6$ kg und 8 kg pro 1 qcm gefetzt werden kann.

Das einfache Hängewerk erhält entweder Hängefäulen mit fchmiedeeifernen Bändern, welche den Spannbalken tragen (Fig. 356), oder Hängeftangen, welche den Spannbalken oder diefen nebft einem Unterzug durchfetzen (Fig. 359), und dann meift gufseiferne Verbindungstheile am Kopf und Fufs der Streben.

Fig. 355.

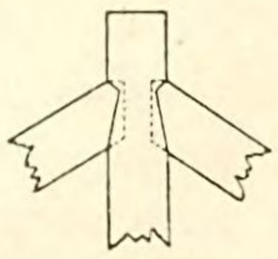


Fig. 356.

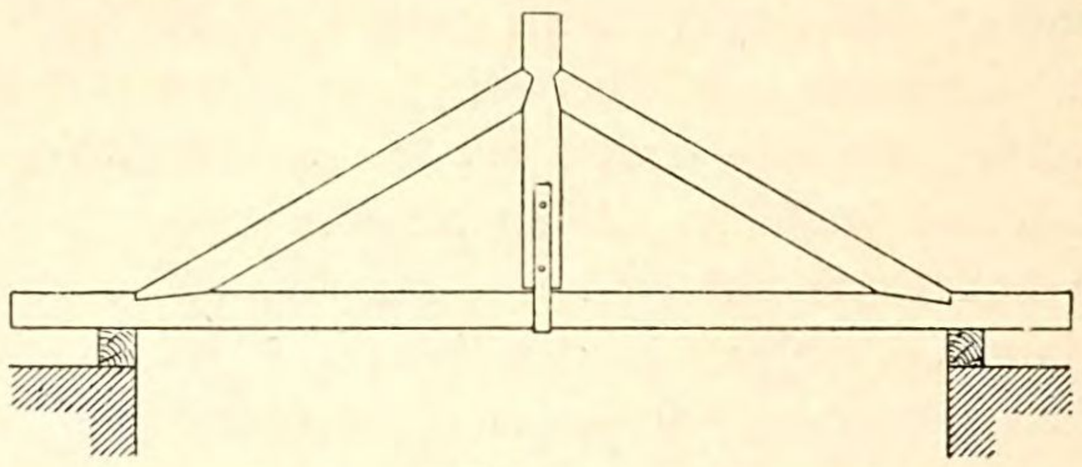


Fig. 357.

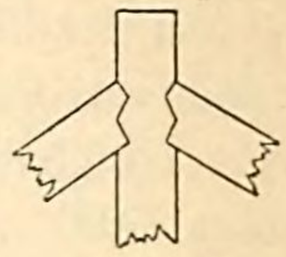


Fig. 358.

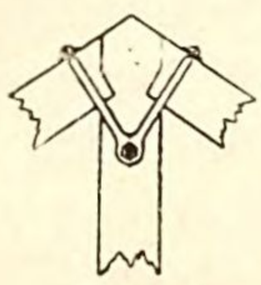


Fig. 359.

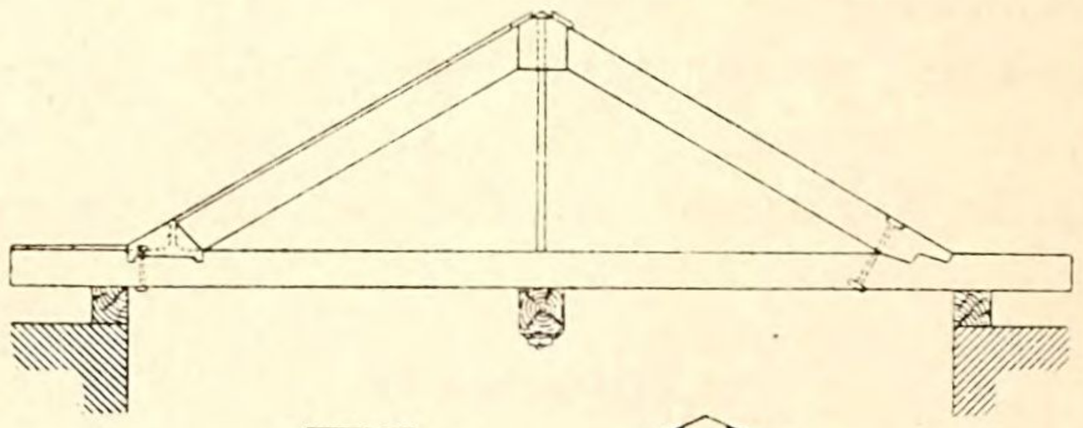


Fig. 360.

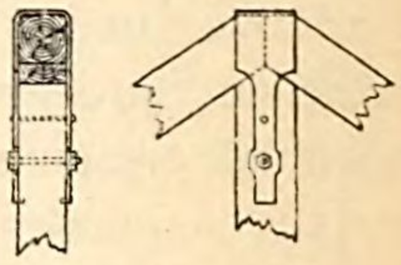


Fig. 361.

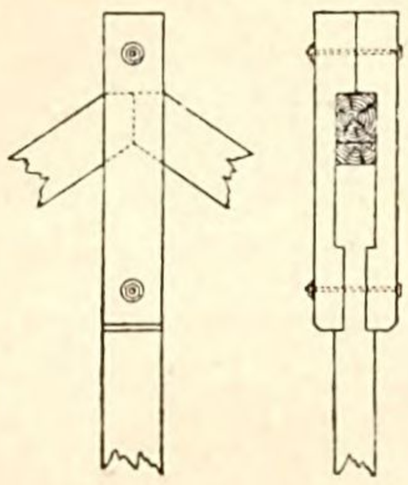
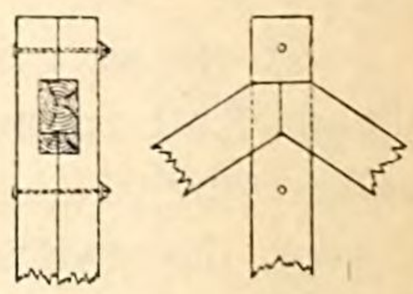


Fig. 362.



Die Verbindung der Streben mit dem Balken wird theils durch einfache (Fig. 356) oder doppelte Verfatzung (ohne oder mit Zapfen) und Schrauben (Fig. 359 rechts), theils durch eiferne, mit dem Spannbalken verfchraubte Schuhe (Fig. 359 links) bewirkt. Diefe Schuhe werden mit zwei oder mehreren, in den Spannbalken eingreifenden Krampen verfehen, um auf dem Spannbalken nicht durch den Seitendruck der Streben verfchoben zu werden. Sobald der Winkel, unter welchem die Streben zum Spannbalken geneigt find, 30 Grad überfchreitet, find die Schrauben, welche in Verbindung mit der einfachen oder doppelten Verfatzung angewendet werden und ein Ausfpringen der Streben aus ihren Sitzen verhindern follen, nicht mehr unbedingt erforderlich.

Die Verbindung der Streben mit der Hängefäule wird theils durch einfache (Fig. 356), theils durch doppelte Verfatzung (Fig. 357) ohne oder mit Zapfen (Fig. 355) bewirkt, in welchen Fällen die Hängefäule oben fo weit über die Verbindungsftelle hinaus verlängert werden mufs, dafs ein Abfcheren derfelben durch die Verticalkraft V vermieden wird. Wo eine folche Verlängerung nicht ftatthaft ift, werden die Hängefäulen mittels fchmiedeeiferner Winkelbänder (Fig. 358) oder mittels fchmiedeeiferner Hängebänder (Fig. 360) mit den Streben verbunden. Bei Anwendung doppelter Hängefäulen, welche oben genügend verlängert und zufammengefchraubt find, laffen fich die Streben ftumpf ftofsen (Fig. 362). Diefelbe Verbindung der Streben läfft fich auch anwenden, wenn zwei hölzerne, nach oben verlängerte und unter fich verfchraubte Lafchen angewendet und mit der Hängefäule durch Verfchränkung verbunden werden (Fig. 361).

Die Verbindung der Streben mit der Hängeftange erfolgt durch Vermittelung eines gufseifernen Zwifchenftückes, welches aus einer lothrechten, in der Mitte verdickten und durchlochten Platte befteht (Fig. 359), gegen welche fich die Streben ftemmen und durch welche die Hängeftange gefteckt wird, während oben eine Ver-

tiefung den Schraubenkopf der Hängeſtange aufnimmt und zwei Backenſtücke ein ſeitliches Ausweichen der Streben verhindern (Fig. 359 unten).

Die Verbindung der Hängeſäule mit dem Balken wird meiſt entweder durch ſchmiedeeiſerne Bänder (Fig. 363), welche den Balken umſchlieſsen und an die Hängeſäule angebolzt ſind, oder durch Hängeeiſen (Fig. 365) bewirkt, welche unten mit Schrauben verſehen ſind und eine Querplatte aufnehmen, worauf der Spannbalken

Fig. 363.

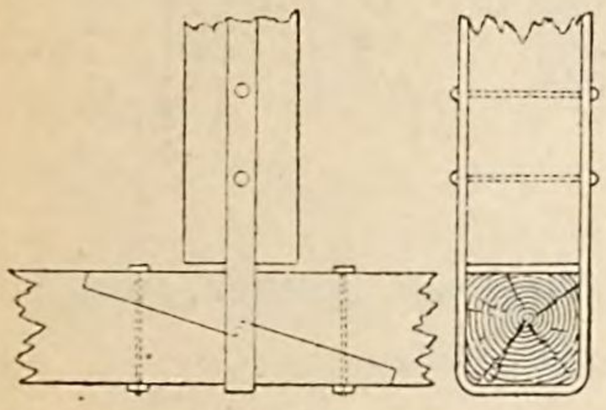


Fig. 364.

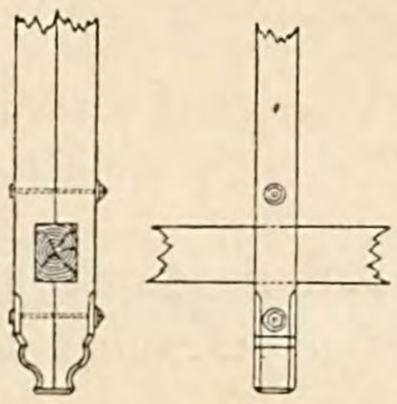
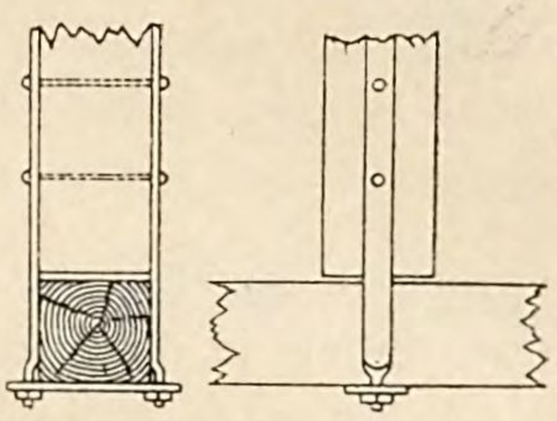


Fig. 365.

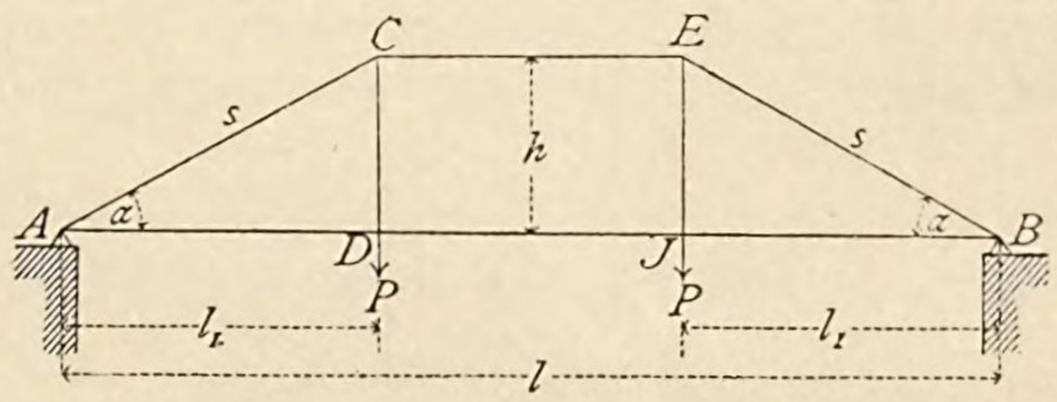


ruht. Muſs der Spannbalken geſtoſsen werden, ſo kann dies durch ein ſchräges Hakenblatt (Fig. 363) geſchehen. Werden doppelte Hängeſäulen angewendet, welche durch Schrauben verbunden werden (Fig. 364), ſo ſchneidet man erſtere aus und läſſt ſie den Balken umfaſſen.

137. Zweifaches Hängewerk.

Das zweifache Hängewerk oder der ſog. doppelte Hängebock iſt in Fig. 366 in einfachen Linien dargeſtellt. Wirken in den Punkten D und J mit den Abſtänden l_1 von den Stützen A und B die Laſten P, P, ſo ſind dieſelben durch die beiden Hängeſäulen, welche die Zugſpannung P erfahren, auf die Streben und auf den zwiſchen ihnen eingeſchalteten Spannriegel zu übertragen; dieſelben erfahren dadurch bezw. die durch Gleichung 76. und 77. gegebene Druckſpannung, während gleichzeitig der Balken durch die von den Streben erzeugten Horizontalkräfte in Gleichung 77. gezogen wird und dieſelben zu vernichten hat. Auch das zweifache Hängewerk übt daher einen nur lothrechten Druck auf ſeine Auflager aus. Dagegen muſs der Spannbalken auch hier auf jeder Seite um die durch Gleichung 81. gegebene Abmeſſung länger, als die Stützweite l ſein, damit ein Abſcheren deſſelben nicht ſtattfindet.

Fig. 366.



Das zweifache Hängewerk erhält entweder zwei Hängeſäulen mit ſchmiedeeiſernen Bändern (Fig. 367) oder ſchmiedeeiſernen Hängeſtangen, die den Spannbalken tragen und den beim einfachen Hängewerk beſchriebenen ähnliche Anordnungen erfordern. Insbeſondere ſind die Verbindungen der Hängeſäulen und der Streben mit dem Spannbalken den bezw. in Fig. 363 bis 365 und in Fig. 359 links und rechts dargeſtellten analog. Dagegen erfordert die Verbindung der Hängeſäule mit den Streben und dem Spannriegel eine etwas abweichende Anordnung. Entweder läſſt man Streben und Spannriegel mittels Zapfen und Verſatzung in die Hängeſäule eingreifen, in welchem Falle die Hängeſäule nach oben ſo weit zu verlängern iſt, daſs ein Abſcheren durch die Kraft P nicht erfolgen kann (Fig. 368), oder man ſetzt, wo eine ſolche Verlängerung der Hängeſäule nicht ſtatthaft iſt, Strebe und Spannriegel mit Ver-

Fig. 367.

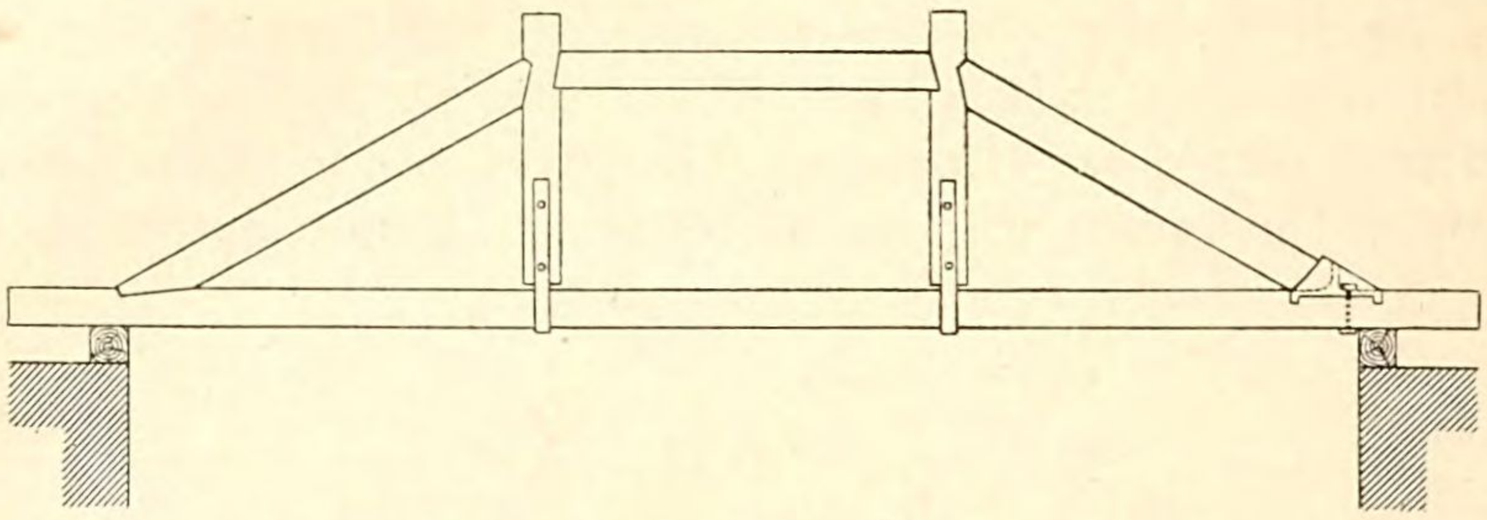


Fig. 368.

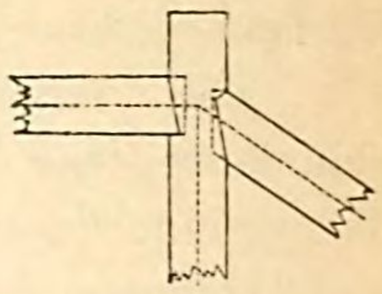
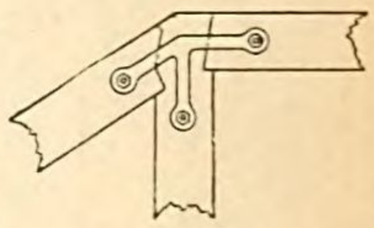


Fig. 369.



fatzung in dieſelbe ein und verbindet ſie durch je zwei dreiarmige Bänder, welche man mittels je dreier durchgehenden Schrauben befeſtigt (Fig. 369).

d) Hänge-Sprengwerke.

174. Princip und Conſtruction.

Erfordert ein Balken Unterſtützung in 3 oder 4 Zwiſchenpunkten, ſo läfft ſich hierzu eine Combination von Sprengwerk und Hängewerk, und zwar bezw. das einfache und doppelte Hänge-Sprengwerk (Fig. 370 u. 371) anwenden. Die Verbindungen der Hängeſäulen mit den Balken, der Hängeſäulen mit den Streben und Spannriegeln, ſo wie der Streben mit ihren Stützpunkten ſind den entſprechenden Verbindungen der Sprengwerke und der Hängewerke analog; dagegen erfordern die Streben und Balken an denjenigen Stellen, wo ſie ſich kreuzen, eine beſondere Verbindung. Wo die Stärken der Balken und Streben dies geſtatten, werden dieſelben ſo überblattet, daſs von den Streben als den Hauptträgern höchſtens $1/3$ ihrer Dicke ausgeſchnitten wird (Fig. 370 u. 371 links). Sollen die Streben überhaupt nicht verſchwächt werden, ſo wendet man zwei Balken von geringerer Breite an, welche in die Streben an ihren Kreuzungsſtellen etwas eingelaſſen werden, während man die Hängeſäulen zwiſchen den doppelten Balken nach unten verlängert und dort die Balken ebenfalls etwas einläfft (Fig. 371 rechts). Bei Anwendung ſowohl einfacher, als auch doppelter Balken werden die-

Fig. 370.

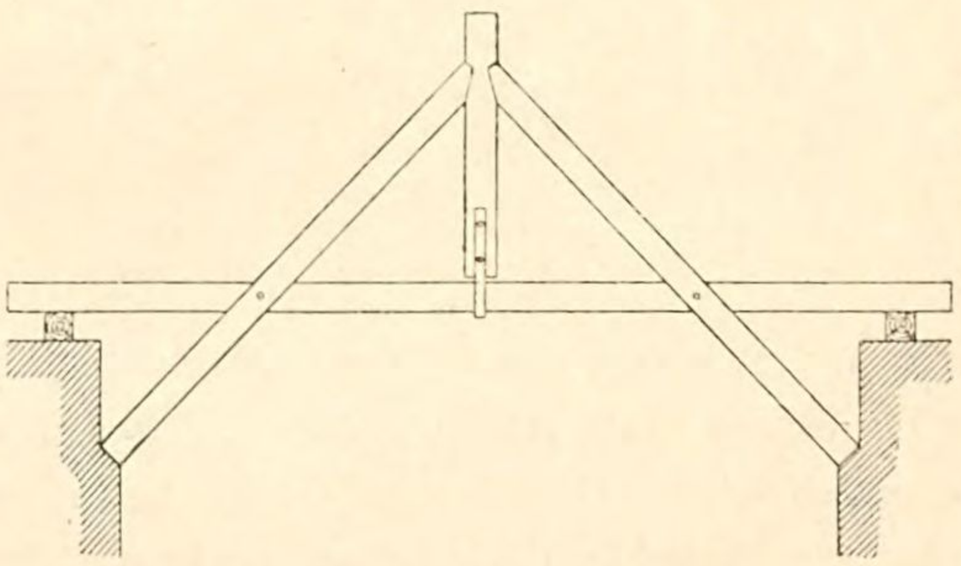
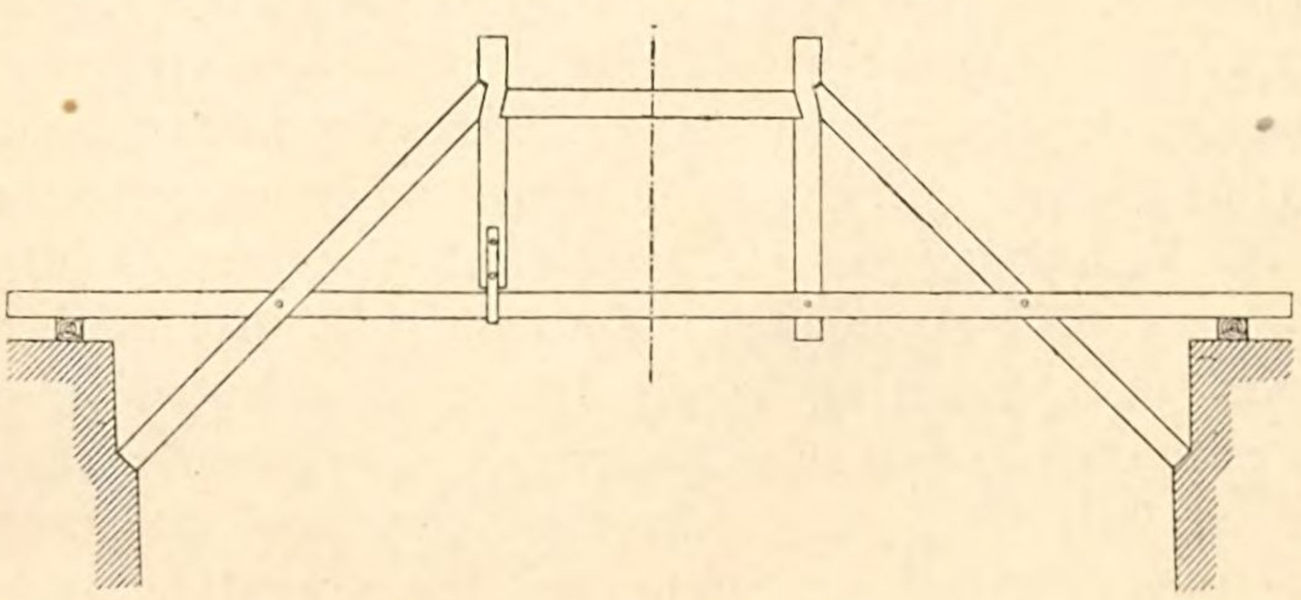


Fig. 371.



ſelben an ihren Kreuzungsſtellen überdies durch Schraubenbolzen mit den Streben verbunden; eben ſo werden die verlängerten Hängeſäulen mit den doppelten Balken an ihren Kreuzungsſtellen verſchraubt.

5. Kapitel.

Bohlen- und Bretterverbände.

Die Verbände von Bohlen und Brettern bezwecken meiſt die Herſtellung entweder von wagrechten Bautheilen, wie Böden und Decken, oder von lothrechten Bautheilen, wie Wänden und Wandbekleidungen, Thüren und Thoren, oder von Bautheilen, welche aus Bohlen von verſchiedener Neigung zuſammengeſetzt ſind. Dieſelben ſind weſentlich verſchieden, je nachdem ſie in einer Ebene, in zwei zu einander parallelen Ebenen oder in mehreren, unter einem Winkel zu einander geneigten Ebenen zuſammenzuſetzen ſind.

a) Verbände in einer Ebene.

1) Verbreiterungen.

175. Methoden der Verbreiterung.

Die Bohlen- und Bretterverbände in einer wagrechten Ebene werden je nach dem niedrigeren oder höheren Grade des Zuſammenhanges mittels der geraden und ſchrägen Fuge, mittels Falz, mittels Nuth und Feder oder mittels Verzapfung, Nuth und eingelegter Feder, diejenigen in einer lothrechten Ebene je nach dem beſonderen Zwecke mittels gerader und ſchräger Fugen ohne und mit Deckleiſten, Falz oder Keil- und Quadratſpundung, Nuth und Feder bewirkt.

176. Säumen und Meſſern.

Das Herſtellen der geraden und ſchrägen Fuge wird bezw. Säumen und Meſſern genannt. Die Fuge wird in beiden Fällen mit einem Handhobel glatt gehobelt und die Befeſtigung der Bretter mit Hilfe von Leim oder mittels eines gut bindenden Kittes bewirkt.

177. Falzen.

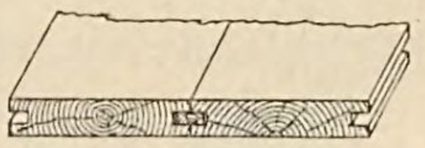
Beim Falzen wird die Fuge der Bretter oder Bohlen mittels Falzhobel mit einem Falze (Fig. 372) verſehen, deſſen Tiefe und Breite ihrer halben Dicke gleich

Fig. 372.

Fig. 373.

Fig. 374.

Fig. 375.



kommt. Jedenfalls muſs der Falz gröſser ſein, als das Maſs, um welches die Bohle vorausſichtlich ſchwindet. Da dieſes Schwinden mit der Breite der Bohlen wächst, ſo empfiehlt es ſich, ſchmalere Bohlen anzuwenden.

178. Spundung.

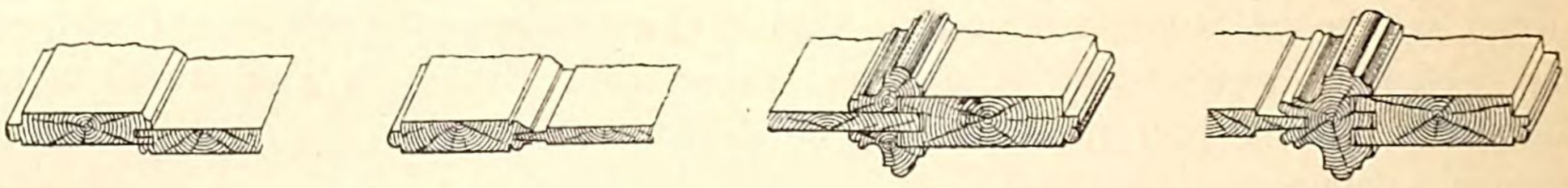
Bei Brettern oder ſchwachen Bohlen wird die Keilſpundung (Fig. 373), bei ſtärkeren Bohlen die Quadratſpundung (Fig. 374) mit Vortheil angewendet, wobei die Tiefe der Nuth der Breite der Feder entſpricht. Nur bei Spundwänden, welche zugleich ſo zu dichten ſind, daſs ſie kein Waſſer durchlaſſen, macht man die Nuth etwas tiefer und gieſst den nach dem Zuſammenfügen verbleibenden Zwiſchenraum mit dünnflüſſigem Cement aus.

179. Nuth und Feder.

Bei der Verbindung mittels Nuth und Feder ſowohl von Brettern mit gleicher Dicke (z. B. von Fuſsboden und Friesbrettern), als auch mit ungleicher Dicke (z. B. von Rahmſtücken mit Füllungen) wird entweder die Feder an die eine Seite der

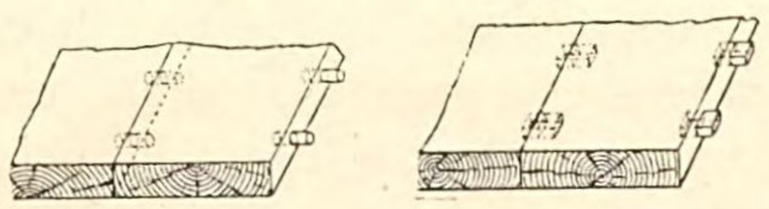
Bohlen angearbeitet oder von härterem Holz angefertigt und in die zu beiden Seiten der Bohlen angearbeiteten Nuthen eingelegt (Fig. 375). Statt der hölzernen ſchiebt man in beſonderen Fällen Federn von ſtarkem Zinkblech ein. Wo ſchmale und ſtets trockene Bretter oder Bohlen auf dieſe Weiſe zu verbinden ſind, läſſt man die Feder die Nuth vollkommen ausfüllen; wo aber ein Quellen des Holzes zu befürchten iſt, macht man die Nuth ſo tief, daſs die Feder den nöthigen Spielraum hat. In demſelben Falle macht man auch die Nuth ſo weit, daſs die Feder in derſelben nicht feſt ſteckt, ſondern daſs ſie beim Schwinden des Holzes der Bewegung deſſelben folgen kann. Dies gilt beſonders für die Verbindung von ſtarken Rahmhölzern mit

Fig. 376. Fig. 377. Fig. 378. Fig. 379.



ſchwachen Füllungen, damit die letzteren beim Schwinden nicht reiſsen. Solche Rahmſtücke und Füllungen werden theils ohne, theils mit Zwiſchenſtück verbunden (Fig. 376 bis 379), welches entweder aufgelegt oder beſſer mittels Nuth und Feder eingeſchaltet und mehr oder minder reich profilirt wird. Werden Füllungen mittels Nuth und Feder ſo in das Rahmſtück eingeſetzt, daſs ſie vorſpringen oder nicht, ſo erhält man bezw. die überſchobenen (Fig. 376) und eingeſchobenen (Fig. 377) Füllungen.

Fig. 380. Fig. 381.

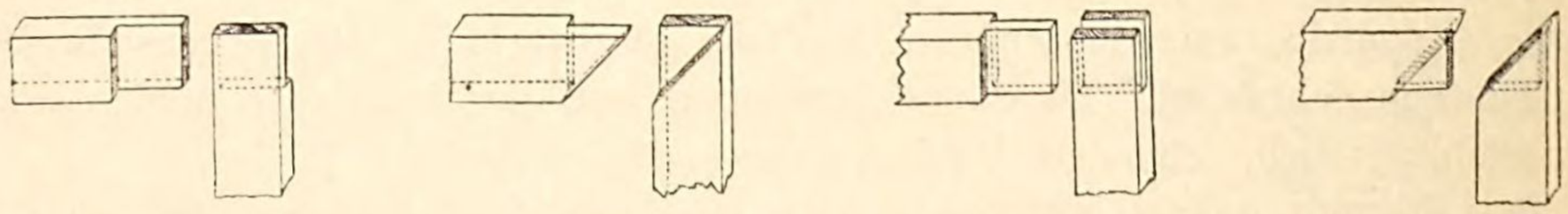


180. Verzapfung. Die Verzapfung von Brettern und Bohlen wird ſelten durch angearbeitete, ſondern meiſt durch cylindriſche oder prismatiſche Zapfen aus härterem Holze bewirkt, welche vielfach durch Maſchinen hergeſtellt und beſonders eingeſetzt werden (Fig. 380 u. 381).

2) Winkelverbände.

181. Methoden des Verbandes. Sind Bohlen, welche in einer Ebene liegen, unter einem Winkel zu verbinden, ſo werden ſie mittels Gehrung ohne oder mit eingelegter Feder, Verblattung ohne und mit Gehrung (Fig. 382 u. 383) und Verzapfung ohne oder mit Gehrung (Fig. 384 u. 385) zuſammengeſetzt.

Fig. 382. Fig. 383. Fig. 384. Fig. 385.



182. Gehrung. Die Gehrungsfuge muſs den Winkel, unter welchem die Verbandſtücke zuſammenſtoſsen, halbiren und erfordert eine beſondere Befeſtigung, welche durch eine drei- oder viereckige eingelegte Feder aus härterem Holze mittels hölzerner oder eiſerner Nägel bewirkt wird.

183. Verblattung. Die Verblattung dient zum Winkelverbande ſchwächerer Bohlen. Die beiden Blattſtücke werden in ihrer halben Stärke ſo ausgeſchnitten, daſs äuſserlich entweder eine Gehrungsfuge entſteht oder nicht. In beiden Fällen ſind die Verbandſtücke durch mindeſtens zwei Nägel zu befeſtigen.

Die Verzapfung wird zur Verbindung ſtärkerer Bohlen unter einem Winkel angewendet und erfordert einen Eck- oder einen Mittelzapfen, je nachdem die Bohlen an beiden Enden zu verbinden ſind oder nicht (Fig. 386 u. 387). Soll der Eckverband äuſserlich Gehrungsfugen zeigen, ſo iſt der Zapfen dreieckig herzuſtellen (Fig. 385).

Fig. 386.

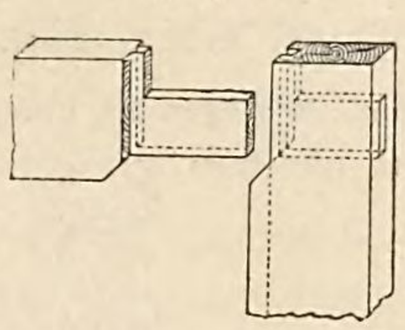
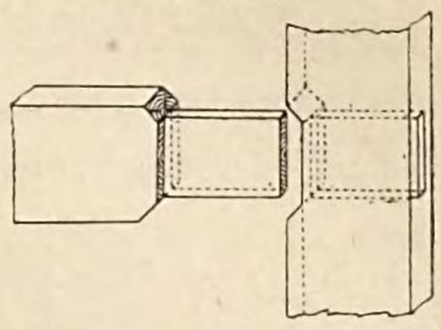


Fig. 387.



184. Verzapfung.

b) Verbände in zwei parallelen Ebenen.

Wo eine einzige Bohlenlage die hinreichende Stärke nicht beſitzt, wendet man zwei oder mehrere Lagen an, welche entweder mit parallelen, aber verſetzten Längsfugen oder, wo zugleich eine Drehung derſelben vermieden werden ſoll, mit ſich kreuzenden Längsfugen entweder unmittelbar auf einander oder, behufs Herſtellung eines Hohlraumes, in einem gewiſſen Abſtande mittels einzelner zwiſchen ſie eingeſchalteten Bohlenſtücke verbunden werden.

185. Parallele Längsfugen.

Bei ſtarken Verbänden werden die Balken mit ihren Längsfugen dicht an einander und letztere ſo gelegt, daſs ſie in jeder Bohlenlage gegen einander um etwa eine halbe Bohlenbreite, alſo ſo verſetzt ſind, daſs immer »voll auf Fuge« kommt.

Hierher gehören auch die beiden Bretterlagen von Parquetböden, wobei die untere Lage, der Blindboden, aus gewöhnlichen, unbehobelten und ungeſäumten Brettern beſteht, welche auf die Balken oder auf beſondere Lagerhölzer normal zu denſelben gelagert werden, und die obere Lage meiſt aus quadratiſchen Täfelchen beſteht, welche mittels Nuth und eingelegter Feder aus hartem Holze an einander gefügt und auf die untere Bohlenlage mit in die Nuthen ſchräg eingeſetzten Nägeln oder beſſer mit Schrauben befeſtigt werden.

Fig. 388.

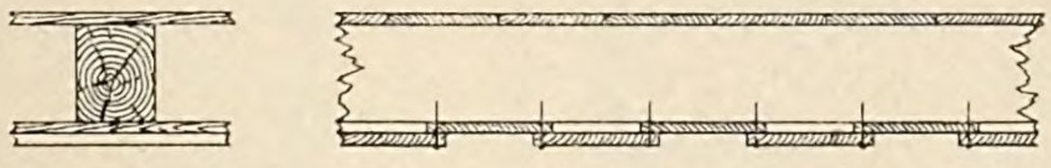


Fig. 389.

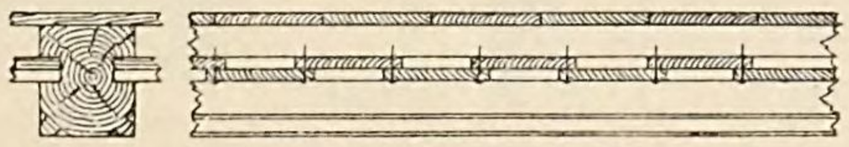
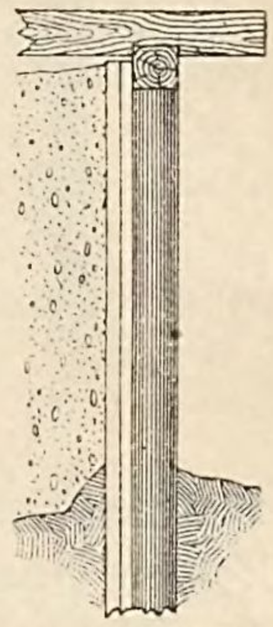
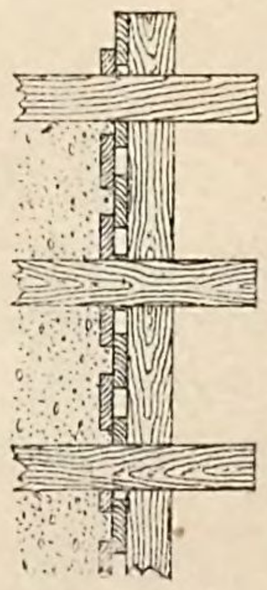


Fig. 390.





Wo es ſich um einen dichten Abſchluſs mittels nur geſäumter Bretter handelt, läſſt man Zwiſchenräume zwiſchen den einzelnen Brettern beider Lagen, welche ſchmaler als die Brettbreiten ſind, ſo daſs die Bretter ſich gegenſeitig überdecken und auf einander genagelt werden können. Dieſe Verbindungsweiſe von Brettern und Bohlen beſitzen die ſog. Stülpdecken (Fig. 388 u. 389), welche man in Räumen anwendet, wo geputzte Decken wegen der darin entwickelten Feuchtigkeit und ſchädlichen Ausdünſtung (z. B. in Stallungen) Dauer nicht verſprechen, und die ſog. Stülpwände (Fig. 390), welche man bei Herſtellung von Fangdämmen, der Holzerſparniſs halber, anſtatt dichter, doppelter Bohlenlagen ausführt.

186. Gekreuzte Längsfugen.

Wo die beiden Lagen von Balken oder Brettern ein möglichſt unverſchiebliches Ganze bilden ſollen, werden dieſelben unter verſchiedenen Winkeln, welche meiſt zwiſchen 45 und 90 Grad ſich bewegen, entweder direct oder indirect auf einander genagelt. Die ſtärkſten derartigen Verbindungen erfordern liegende Roſte, welche aus ſtarken Bohlen herzuſtellen ſind und ſich weder verſchieben, noch durchbiegen

dürfen. Um einen Verſchnitt an den Enden zu vermeiden, kreuzt man dieſelben unter einem Winkel von 90 Grad (Fig. 391) und nagelt ſie an mehreren Stellen.

Hierher gehören ferner diejenigen Parquetböden, bei welchen der Blindboden aus normal zu den Balken oder Lagerhölzern auf dieſelben genagelten Brettern beſteht, während die Täfelchen des oberen Belages ſo verlegt werden, daſs ihre Fugen diejenigen der Bretter unter einem gleichen oder unter verſchiedenen Winkeln kreuzen (Fig. 392).

Fig. 391.

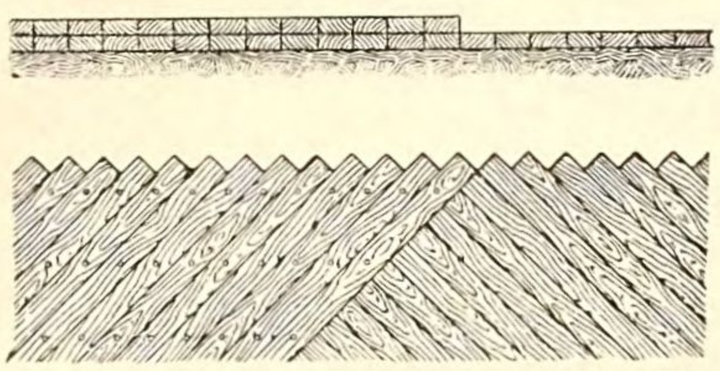
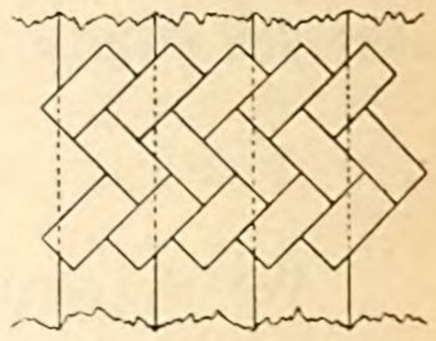


Fig. 392.



Zweier Lagen gekreuzter Bohlen bedient man ſich ferner zur Herſtellung leichter Wände, wobei man die eine Lage aus lothrechten, die andere Lage aus meiſt unbehobelten, gegen die Mitte der Wand geneigten Brettern herſtellt, welche man an die erſteren nagelt (Fig. 392). Die geneigten Bretter bilden mit jenen lothrechten zuſammen eine Art Hängewerk, wodurch ſich dieſe ſog. geſprengten Bretterwände frei tragen. Um ſolche Wände zu ſchlechteren Leitern der Wärme

Fig. 393.

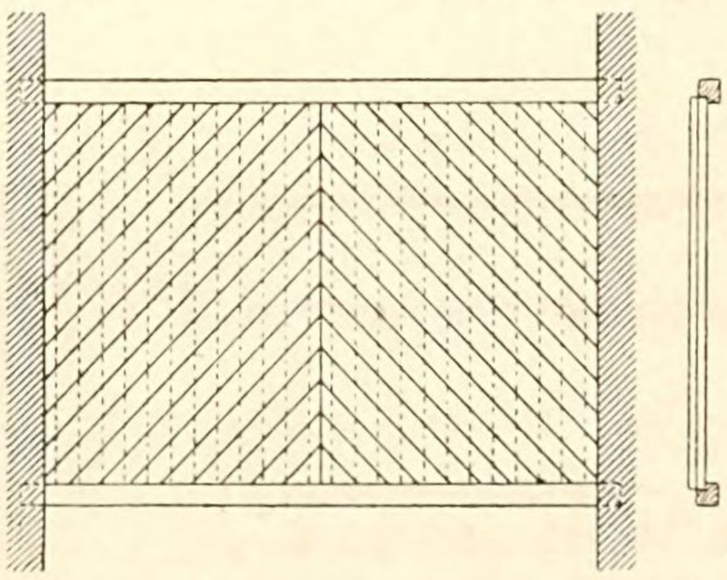
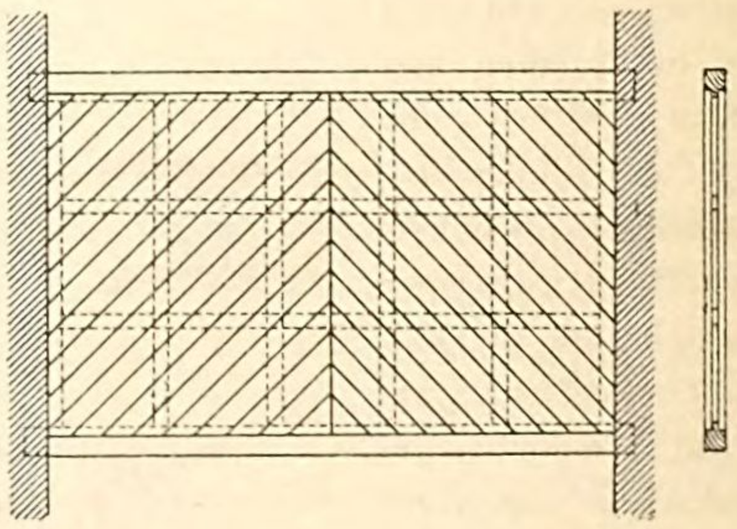


Fig. 394.



und des Schalles zu machen, ſchaltet man zwiſchen die beiden Bretterlagen ein aus Bohlen hergeſtelltes Riegelgerüſt ein (Fig. 394), an welches die gegen die Mitte der Wand geneigten Bretter genagelt werden.

c) Verbände in zwei zu einander geneigten Ebenen.

187. Verzinkung.

Der einfachſte Verband zweier unter einem Winkel ſich treffenden Bohlen bildet die gerade oder ſchräge Fuge, welche beide indeſs eine Befeſtigung durch Leim, durch Nagelung oder durch beides erfordern. Einen beſſeren Verband liefert die Verzinkung, bei welcher die einzelnen Zinken entweder durch die ganze Dicke der Bretter hindurchreichen (Fig. 395), oder, um das Hirnholz der Zinken an einer Seite zu verdecken, eine Länge von nur $\frac{2}{3}$ oder $\frac{3}{4}$ der Brettſtärke erhalten (Fig. 396), wodurch die verdeckte Verzinkung entſteht. Um die Verzinkung an beiden Seiten zu verdecken, wie dies bei allen feineren Arbeiten erforderlich iſt, wendet man die

Fig. 395.

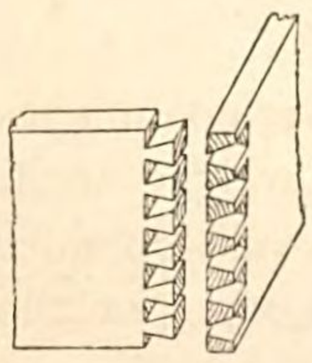


Fig. 396.

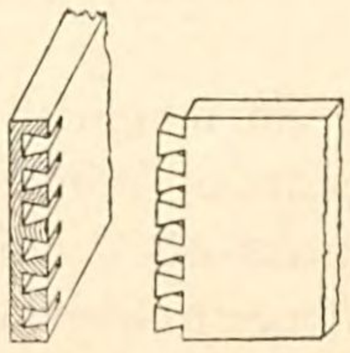
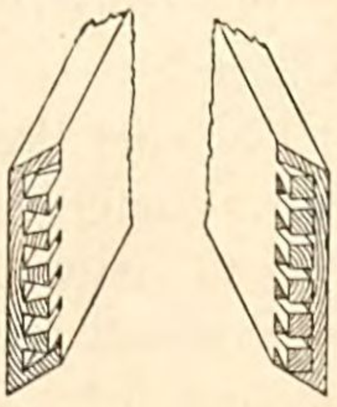


Fig. 397.



Verzinkung auf Gehrung (Fig. 397) an, obwohl die Bearbeitung derfelben fchwieriger ift und mehr Zeit erfordert. Um die Verzinkung zur Befeftigung der unter einem Winkel zu verbindenden Bohlen noch wirkfamer zu machen, werden diefelben überdies verleimt.

188. Verband mittels Eifen.

Einen wirkfameren Winkelverband von Bohlen erreicht man indefs durch zwei oder mehrere eiferne Winkelbänder, deren beide Schenkel man auf die zu verbindenden Bretter auflegt oder in diefelben einläfft und dann durch Nägel oder beffer durch Schrauben mit ihnen verbindet. Der folidefte Winkelverband von Bohlen wird durch ein aufgelegtes oder eingelaffenes Winkeleifen von der Länge der zu verbindenden Bretter hergeftellt, welche man in derfelben Weife befeftigt.

Literatur.

Bücher über »Conftructions-Elemente in Holz«, fo wie über »Zimmerwerkskunde« und »Baufchreinerei«.

Jousse, M. *Le théatre de l'art de la charpenterie, enrichi de diverfes figures avec l'interprétation d'icelles. La Fleche 1664.*

Schübler, J. J. Nützliche Anweifung zur unentbehrlichen Zimmermanns-Kunft. Nebft italiänifchen, franzöfifchen und teutfchen Heng- und Sprengwerken. Nürnberg 1731.

Schübler, J. J. *Sciagraphica artis lignariae,* od. nutzliche Eröffnung zu der fichern fundamentalen Holtz-Verbindung, bey dem Gebrauch der unentbehrlichen Zimmermanns-Kunft. Nürnberg 1736.

Reuss. Anweifung zur Zimmermannskunft. Leipzig 1764. (3. Aufl. 1789.)

Krafft, J. Ch. *Plans, coupes et élévations de diverfes productions de l'art de la charpente.* Paris 1805.

Hoffmann, J. G. Hauszimmerkunft. Königsberg 1819.

Tredgold, T. *Elementary principles of carpentry.* London 1820. (6. Aufl. von E. W. Tarn. 1885.)

Nosban, L. Vollkommenes Handbuch für Möbel- und Gebäudefchreiner etc. Ulm 1829.

Matthaey, C. Theoretifch-praktifches Handbuch für Zimmerleute etc. Weimar 1829—40. (2. Aufl. 1845.)

Romberg, A. Die Zimmerwerks-Kunft. München 1831—33. (3. Aufl. 1850.)

Hörnig, G. S. Grundfätze und Erfahrungen in Betreff der verfchiedenen Zimmerarbeiten bei dem Land- und Wafferbau. Dresden und Leipzig 1834. (4. Aufl. von R. Heyn. Leipzig 1875.)

Emy, A. R. *Traité de l'art de la charpenterie.* Paris 1837—41. (Neue Aufl. 1878.) — Deutfch von L. Hoffmann. Leipzig 1847—49. (Neue Ausg. 1860.)

Hampel, J. C. G. Lehrbuch der höheren Zimmerkunft. Leipzig 1839.

Coulon, A. G. *Menuiferie defcriptive etc.* Paris 1844. (Neue Aufl. 1869.)

Adhémar, A. J. *Traité de charpente.* Paris 1849. (4. Aufl. 1872.)

De la charpente. Bruxelles 1852.

Grellmann, C. T. Lehrbuch der praktifchen Zimmerkunft. Leipzig 1858.

Müller, H. Die Hauszimmerkunft. Leipzig 1858.

Fink, F. Die Schule des Bautifchlers. Leipzig 1858. (3. Aufl.: Der Bautifchler oder Baufchreiner und der Fein-Zimmermann. 1877.)

Geier, F. Statiftifche Ueberficht der Holzverbindungen von Mittel- und Süddeutfchland. Mainz 1859.

Harres, B. Die Schule des Zimmermanns. Leipzig 1860—62. (I. Theil: Die Hochbauten. 6. Aufl. 1878.)

Cabanié, B. *Charpente générale théoretique et pratique.* Paris 1864.

Promnitz, J. Der praktifche Zimmermann. Halle 1868—69. (2. Aufl. von G. Wanderley. 1874.)

Möllinger, C. Baukonftruktions-Vorlagen der Baugewerkfchule zu Höxter. Zimmerkonftruktionen. 1. u. 2. Heft. Halle 1869.

Franke. G. Der practifche Bautifchler. Halle 1870.

Wolfram, L. F. Darftellung der Zimmer-Bauwerke von den einfachften Holzverbindungen bis zu grofsen zufammengefetzten Dächern, Treppen, Brücken, Mafchinen etc. Stuttgart 1872.

Brousse, P. *Enfeignement fur l'art de la charpenterie.* Bordeaux 1873.

Delataille, E. *Art du trait pratique de charpente. Continuation des ouvrages commencés par F. Larrouil. 2me partie. Traité du bois droit par rembarrements à la fauterelle et par alignements.* Tours 1880.

Deutſche bautechniſche Taſchenbibliothek. Heft 69, 70 u. 73: Der Zimmermeiſter und Bau-Unternehmer. Von G. Adler. Leipzig 1881. — Heft 55 u. 56: Die Bautiſchlerei. Von C. A. Romstorfer. 1880—81.

Promnitz, J. Der Holzbau. Leipzig 1881.

Schröder, Ch. Die Schule des Tiſchlers etc. Weimar 1885.

Kretschmer, K. Die Holzverbindungen. Wien 1885.

Ferner:

Zeitſchrift der Zimmerkunſt. Red. v. W. Schönstein. Leipzig. Erſcheint ſeit 1883.

Deutſche Tiſchler-Zeitung. Herausg. v. F. A. Günther. Berlin. Erſcheint ſeit 1874.

Journal de menuiſerie. Erſcheint ſeit 1863.

Illuſtrirte Schreiner-Zeitung. Herausg. von F. Luthmer. Stuttgart. Erſcheint ſeit 1883.

3. Abſchnitt.

Conſtructions-Elemente in Eiſen.

Von G. BARKHAUSEN.

1. Kapitel.

Verbindung von Eiſentheilen.

Eiſerne Conſtructionstheile werden in ſehr verſchiedener Weiſe mit einander verbunden. Das Zuſammenſchweiſsen von Eiſen und Stahl kommt an dieſer Stelle nicht in Frage; hauptſächlich werden es die Verbindungen mittels Niete, mittels Schrauben, mittels Bolzen, mittels Keile und Splinte ſein, deren Betrachtung die Hauptaufgabe des vorliegenden Kapitels iſt.

a) Niete und Nietverbindungen.

1) Niete und Nietlöcher.

189. Warme Nietung.

Niete dienen zur mechaniſchen Verbindung von Eiſentheilen, wie auch einiger anderen Metalle; doch kommt die Vernietung nirgends in ſo ausgedehntem Maſse in Anwendung, wie beim Eiſen. Die Grundſätze der Vernietung ſind hier verſchieden, je nachdem dieſe in erſter Linie beſtimmt iſt, Kräfte zu übertragen oder die Fuge der vernieteten Theile ſo zu ſchlieſsen, daſs Flüſſigkeiten oder Gaſe ſelbſt unter Druck ſtehend nicht durchdringen können. Man unterſcheidet daher Kraftnietungen und Nietungen auf Dichtigkeit.

Die Vernietung beſteht darin, daſs in je zwei einander in jeder Beziehung genau entſprechende, kreisrunde Löcher der beiden zu vernietenden Theile ein den Lochdurchmeſſer an Stärke nicht ganz erreichender, weiſsglühender Bolzen eingeſteckt wird, deſſen hinteres Ende einen ringförmig vorſtehenden Kopf, den ſog. Setzkopf, trägt; dieſer legt, mit leichtem Hammerſchlage angetrieben, die Stellung des Nietbolzens im Loche feſt. Am anderen Ende ſteht der Bolzen ſo weit aus dem Loche hervor, daſs durch Umſchmieden mittels Zuſchlag- und Geſenkhammer (Schellhammer) ein ähnlicher Kopf, wie der oben erwähnte, der ſog. Schliefskopf, nachträglich aus dem weiſsglühenden Bolzen hergeſtellt werden kann; die Länge des Bolzens muſs von vornherein auf die Dicke aller auf einander zu nietenden Theile und auf die richtige Ausbildung des Schliefskopfes bemeſſen ſein.

Zu kurze Niete geben unvollkommene Köpfe; bei zu langen vermag der Geſenkhammer das überſchüſſige Material nicht zu faſſen; daſſelbe quillt ſeitlich hervor, und die ſo entſtehende unregelmäſsige Kopfform verkürzt die verlangte Tragfähigkeit nicht, wenn das Antreiben recht ſcharf erfolgt.

Die Köpfe brauchen nicht mittels Gefenkhammer vor den Flächen der vernieteten Theile vorfpringend ausgebildet zu werden; man kann vielmehr den cylindrifchen Löchern an einem oder an beiden Enden Ausweitungen nach Geftalt eines abgeftumpften Kegels, mit der gröfseren Endfläche in der Aufsenfläche der zu nietenden Theile, geben und den Bolzen fo lang machen, dafs er, mit Zufchlaghämmern niedergefchmiedet, die Ausweitung gerade ausfüllt; auf folche Weife entftehen die verfenkten Niete (fiehe Fig. 405).

Nach Ausbildung des Schliefskopfes ift ein Bewegen des Bolzens nach keiner Seite mehr möglich; er füllt durch die Anftauchung beim Ausbilden des Schliefskopfes das Loch aus, legt fich auch mit den Ringflächen der Köpfe fo eng an die Flächen der genieteten Theile an, dafs man felbft mit fcharfen Inftrumenten nicht in die Fuge unter dem Kopfe eindringen kann. Da diefer Zuftand hergeftellt wird, während der Niet noch heifs ift, diefer fich aber bei weiterer Erkältung noch zufammenzieht, d. h. verkürzt, fo werden die zu vernietenden Theile beim Erkalten immer feiter auf einander gepreffi, und es entfteht eine Reibung zwifchen ihnen, welche in vielen Fällen allein genügt, um ein Auseinanderziehen der vernieteten Theile durch die wirkenden Kräfte zu verhindern.

Da zum Ausbilden des Schliefskopfes fchwere Hammerfchläge erforderlich find, fo ift Vernietung bei folchen Materialien ausgefchloffen, welche Hammerfchläge nicht ertragen; dahin gehört z. B. Gufseifen. Es befchränkt fich alfo die Möglichkeit der Nietung von Eifentheilen auf Schmiedeeifen und Flufseifen (Stahl). Eben fo ift felbftverftändlich warme Nietung bei allen Materialen ausgefchloffen, welche bei Berührung mit weifsglühendem Eifen verbrennen, fchmelzen oder fonft zerftört werden.

190. Kalte Nietung.

Nicht alle Eifennietungen werden mit glühenden Nieten ausgeführt. Sinkt der Nietdurchmeffer unter 6 bis 7 mm, fo werden die dünnen Schäfte durch Weifsglühhitze zu ftark angegriffen, oft völlig verbrannt. Bei Verwendung folcher Mafse ftellt man die Niete aus weichem Eifen her und fchmiedet den Schliefskopf mit oder ohne Schellhammer kalt. Solche Nietungen find wegen mangelhafter Ausfüllung des Loches erheblich weniger tragfähig und dicht.

191. Nietloch.

Die Nietlöcher follen der Regel nach genau kreisrund und völlig cylindrifch fein; auch follen die zufammengehörenden Löcher in den zu verbindenden Theilen ohne Abweichung über einander liegen. Geringe Ungenauigkeiten in letzterer Beziehung follen durch Ausreiben mit der Reibahle, nicht durch das fo beliebte Auftreiben mittels conifchen Stahldornes befeitigt werden. Das Herftellen der Nietlöcher oder das fog. Lochen erfolgt mittels Durchftofsmafchinen oder durch Bohren.

Das Ausftofsen oder Punzen der Nietlöcher ift zwar fehr bequem und an Zeit- und Geldverbrauch fparfam, ruft aber anderweitige Mifsftände hervor, welche eine wirklich gute Vernietung fehr erfchweren.

Zunächft wird das Material in der Umgebung des Loches durch die grofsen Scherfpannungen, welche am Lochrande felbft bis zur Zerftörung fteigen müffen, leicht verdrückt und jedenfalls in der Tragfähigkeit wefentlich beeinträchtigt; fchmale Eifentheile werden beim Lochen nach Länge und Breite aus einander gedrückt, fo dafs der Rand wellenförmig und die richtig hergeftellte Niettheilung zu weit wird. Es ift daher ganz unzuläffig, fchmale fchwache Eifen (Bandeifen, Winkeleifen, fchwache ⊏-Eifen etc.) zu lochen; fie müffen die Löcher auf andere Weife erhalten. Das Lochen ift auf ftarke Eifenforten (grofse Bleche, Stege ftarker I-Träger etc.) zu befchränken.

Sodann mufs, damit der Dorn fich nicht in die Matrize klemmt, letztere etwas zu weit fein; dadurch bekommen die Löcher eine merklich conifche Form (Anzug 1 : 8), welche nach Zufammenlegung der Theile beim Ausbilden der Niete plötzliche und daher fchädliche Aenderungen des Schaftdurchmeffers ergiebt.

Beim Austreten aus dem Loche läfft der ausgeftofsene Kern auf der Unterfeite am Rande des Loches einen vorfpringenden fcharfen Grat ftehen, während oben der Rand etwas eingedrückt wird; werden diefe Unebenheiten, namentlich der Grat am unteren Rande, nicht forgfältig befeitigt, fo find fie der guten Ausbildung der Nietköpfe und dem dichten Schluffe der Fuge hinderlich.

Bei dem fchnellen Fortfchritte der Locharbeit ift es fchwierig, die fchweren Theile ftets in die

genau richtige Lage zu bringen; es kommen daher häufig kleine Fehler in der Lochſtellung vor, welche gutes Paſſen der Löcher und dichten Schluſs der Fuge zwiſchen den zu verbindenden Theilen ausſchlieſsen.

Dieſe Miſsſtände, welche theils ſchwer, theils gar nicht zu beſeitigen ſind, laſſen es angezeigt erſcheinen, wenigſtens bei hohen Anſprüchen an die Güte der Arbeit die zeitraubendere und theuerere Art der Herſtellung der Löcher durch Bohren vorzuziehen.

Die Löcher werden mit Vertical-Bohrmaſchinen erzielt, deren Bohrer gebrochene Schneiden mit dem tiefſten Punkte in der Mitte und einer Geſammtbreite gleich dem Lochdurchmeſſer haben. Es iſt leicht, dieſen Bohrer mit der Spitze genau in die vorgezeichnete Lochtheilung zu ſetzen; er ſchneidet dann eine kegelförmige Vertiefung, welche ſo lange erweitert wird, bis der volle Lochdurchmeſſer hergeſtellt iſt, ohne daſs dabei das umgebende Material erheblich in Mitleidenſchaft gezogen würde. Die oben gerügten Miſsſtände fallen dabei fort; zwar erzeugt ſich auf der Unterſeite auch ein leichter Grat; doch iſt dieſer geringfügig und leicht zu beſeitigen.

192. Nietſchaft.

Der mit dem Setzkopf verſehene Schaft oder Bolzen des Nietes zeigt nur dicht an dieſem Kopfe den vorgeſchriebenen Durchmeſſer; im Uebrigen iſt er etwas coniſch geſtaltet, damit er ohne Widerſtand in das Nietloch getrieben werden kann.

193. Nietkopf.

Die Nietköpfe haben verſchiedene Form erhalten; gebräuchliche Formen derſelben zeigen Fig. 398 bis 405. Die urſprünglich vorhandenen Setzköpfe haben ſehr häufig eine andere Form, als die mit dem Schellhammer herzuſtellenden Schlieſsköpfe.

Niete für gebrochene Lochkanten zeigen Fig. 401 u. 402; Fig. 403 iſt ein halb verſenkter Niet; Fig. 405 zeigt zwei Formen verſenkter Niete, die jedoch an beiden Enden deſſelben Nietes gleichzeitig ſelten ausgeführt werden. Beſonders gebräuchlich für ſtarke Nietungen iſt die Form in Fig. 402, da ſie bei ſchmalem Nietkopfe doch eine groſse Cylinderfläche in der Verlängerung des Schaftumfanges giebt, deren Abſcherungsfeſtigkeit dem Streben des Nietes beim Erkalten, ſich zuſammenzuziehen, widerſtehen muſs. Da die Zuſammenziehung aber zugleich den Schaft abzureiſsen ſtrebt, ſo wird ein gut geformter Niet in der cylindriſchen Abſcherungsfläche eben ſolche Sicherheit haben müſſen, wie im Schaftquerſchnitt.

Fig. 398. Fig. 399. Fig. 400. Fig. 401.

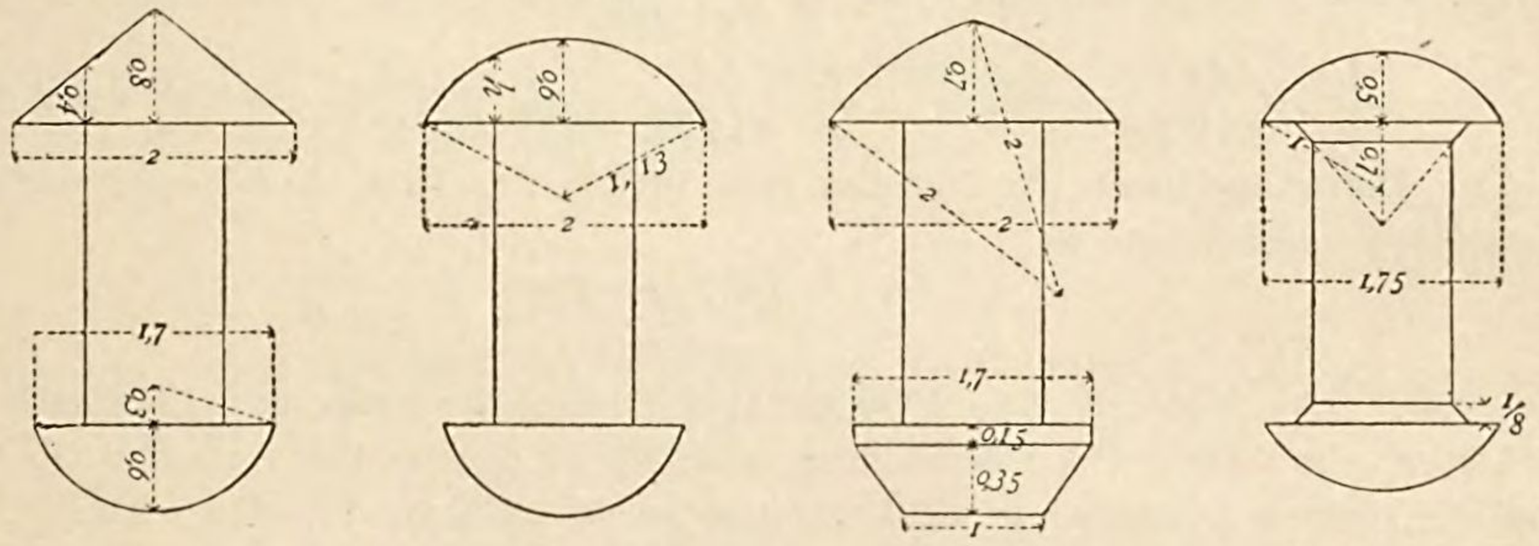
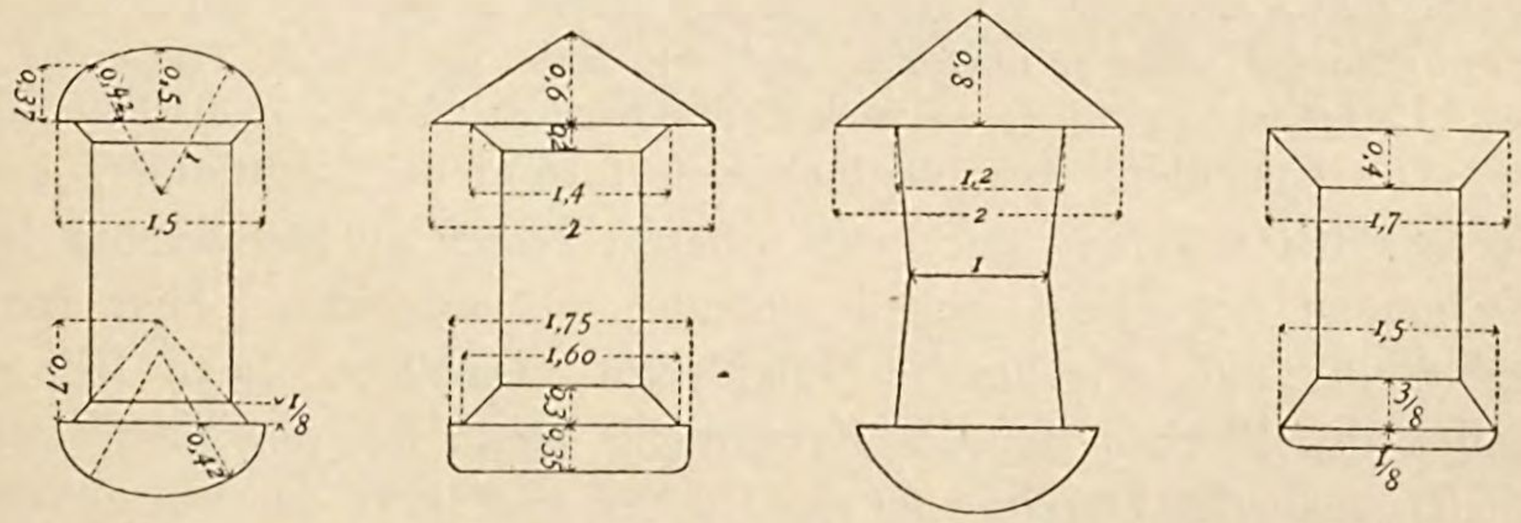


Fig. 402. Fig. 403. Fig. 404. Fig. 405.



Wird die zuläſſige Scherſpannung in dem vielfach umgearbeiteten Kopfe gleich $\frac{2}{3}$ der Zug-

ſpannung im Schafte geſetzt, und iſt h (Fig. 399) die Höhe des abzuſcherenden Cylinders, ſo muſs ſtattfinden

$$h\,d\,\pi\,\frac{2}{3}\,s' = \frac{d^2\,\pi}{4}\,s',$$

woraus als kleinſter Werth

$$h = 0{,}375\,d$$

folgt. Im feſteren Setzkopfe kann die Höhe etwas geringer ſein. Die Abbildungen zeigen, wenn man die Verſenkungen mit berückſichtigt, ſämmtlich gröſsere Kopfhöhen; offenbar ſind aber dreieckige Köpfe ungünſtiger, als runde.

194. Beanſpruchung des Nietſchaftes.

Die Beanſpruchung des Schaftes in Folge Verhinderung des Zuſammenziehens beim Erkalten hängt von der Temperaturdifferenz zwiſchen Niet und Umgebung in dem Augenblicke ab, wo der Kopf weit genug ausgebildet iſt, um die Bewegung des Nietes zu verhindern. Die Spannung im Schafte entſpricht übrigens nicht der ganzen angeſtrebten Zuſammenziehung; vielmehr drücken ſich die genieteten Theile unter dem Drucke des Kopfes in ſich zuſammen; namentlich werden auch die Fugen zwiſchen den Blechen geſchloſſen. Der Niet wird ſich alſo bei der Abkühlung um ſo mehr wirklich verkürzen, je mehr ſchwache Bleche er faſſt; ſeine Spannung wird hoch, wenn er nur wenige ſtarke, dem Schluſſe der Fuge groſsen Widerſtand entgegenſetzende Bleche verbindet.

Für die meiſten Fälle iſt die Annahme nicht zu günſtig, daſs die Hälfte der angeſtrebten Zuſammenziehung in Folge Nachgebens der Bleche wirklich eintritt.

Iſt t (in Graden) der Wärmeunterſchied zwiſchen Niet und Blech im gedachten Augenblicke und $\frac{l}{81\,200}$ die Längenänderung eines Eiſenſtabes von der Länge l für 1 Grad Temperaturunterſchied, iſt ferner $E = 2\,000\,000\,\text{kg}$ pro $1\,\text{qcm}$ der Elaſticitäts-Modul des Eiſens; ſo iſt die ſchlieſsliche Reckung des Nietes, welcher die Schaftlänge l hat, $\frac{1}{2} \cdot \frac{t\,l}{81\,200}$, und daraus entſteht eine Zugſpannung σ, welche aus $\sigma : E = \frac{1}{2} \cdot \frac{t\,l}{81\,200} : l$ mit $\sigma = \frac{1}{2}\,\frac{t\,E}{81\,200}$ folgt. Soll alſo der Niet unter dieſen Verhältniſſen nur bis zur Elaſticitäts-Grenze (für Nieteiſen etwa $1600\,\text{kg}$ pro $1\,\text{qcm}$) beanſprucht werden, ſo darf die Temperaturdifferenz nur betragen

$$t = \frac{1600 \cdot 2 \cdot 81\,200}{2\,000\,000} = 130 \text{ Grad.}$$

Da jedoch der Niet mit etwa 1000 bis 1100 Grad (helle Rothgluth) eingebracht wird, die Umgebung ſich aber wegen der guten Wärmeleitung ſelten bis zu dunkler Gluth erwärmt, ſo wird bei ſchnell, d. h. gut hergeſtelltem Schlieſskopfe die Elaſticitäts-Grenze meiſt überſchritten werden. Der Wärmeunterſchied, bei welchem Bruch eintritt (Bruchgrenze höchſtens $4000\,\text{kg}$ pro $1\,\text{qcm}$) iſt $t = \frac{4000 \cdot 2 \cdot 81\,200}{2\,000\,000} = 325$ Grad.

Da dieſe Gefahr namentlich bei ſtarken Blechen auftritt, ſo empfiehlt es ſich, dort die Löcher durch Einſtecken glühender Dorne vorzuwärmen, auch dem Niete nur eben die Temperatur zu geben, welche für ſichere Herſtellung des Kopfes und volle Einſtauchung des Schaftes in das Loch unerläſslich iſt.

195. Ausfüllung des Nietloches.

Die Ausfüllung des Nietloches iſt ſowohl bei Dichtigkeits-, wie Kraftnietungen wichtig: bei erſteren, um keine offenen Fugen zu bieten; bei letzteren, um Verſchiebungen der Theile gegen einander zu vermeiden. Hier treten aber ähnliche Verhältniſſe auf, wie für die Schaftlänge. Das Loch kann ſich wegen des Widerſtandes des Bleches bei der Erwärmung nicht frei ausweiten, während der heiſse Schaft genau den Durchmeſſer des Loches annimmt; der warme Niet muſs ſich mehr zuſammenziehen, als ſich das Loch im kälteren Bleche verengt; folglich muſs eine geringe Fugenöffnung entſtehen, welche nach gemachten Verſuchen in manchen Fällen allerdings unnachweisbar gering iſt, in anderen aber bei guter Ausführung bis zu 2 Procent [78]), bei mangelhafter Ausführung bis zu 5 Procent [79]) ſteigt.

---

[78]) Siehe: *Railroad gazette* 1884, S. 662.

[79]) Siehe: Zeitſchr. d. Ver. deutſch. Ing. 1862, S. 308.

In Fällen, wo man der Ausfüllung abſolut ſicher ſein muſs, hat man daher die Löcher leicht coniſch ausgerieben, die Nietſchäfte nach demſelben Conus abgedreht und dann den Niet kalt eingezogen. Daſs dabei der Schlieſskopf ſchlechter ausfällt, iſt wegen der fehlenden Längsſpannung im Schafte ungefährlich.

Uebrigens hört die Möglichkeit des vollen Einſtauchens auch warmer Niete in das Loch erfahrungsmäſsig auf, wenn die Schaftlänge das Vierfache des Durchmeſſers überſteigt.

Sehr vortheilhaft für gute Ausführung der Niete iſt die Brechung der Kanten des Loches nach Fig. 401 bis 403, da der ſchroffe Uebergang aus dem breiten Kopfe in den dünnen Schaft, welcher bei langen Nieten oft ein Abreiſsen des Kopfes verurſacht, dadurch gemildert wird und zugleich der Abſcherungscylinder im Kopfe an Höhe bedeutend gewinnt. Für ſchwere Niete ſollten dieſe Formen ausſchlieſslich gewählt werden.

196. Fertige Niete.

Ein gut ausgeführter Niet, bei welchem der Schaft das Loch voll ausfüllt und die Köpfe feſt auffitzen, iſt daran zu erkennen, daſs ein elaſtiſch geführter Hammer bei leichtem Schlage auf den Nietkopf zurückſchnellt, wie vom Amboſs; giebt der Schlag einen klappernden Ton und ſpringt der Hammer nicht ab, ſo iſt der Niet im Loche beweglich und in irgend einer Beziehung mangelhaft gebildet. Solche Niete ſollen durch Abſprengen eines Kopfes mittels Hammer und Stahlmeiſsel beſeitigt und durch neue erſetzt werden.

Am meiſten wird Handnietung angewendet; doch kommt auch, bei ausgedehnten Nietarbeiten an gleichartigen ſchweren Stücken, Maſchinennietung in Anwendung. Ueber die Güte der letzteren ſind die Anſichten ſehr getheilt; Viele behaupten, daſs das ſchnelle Quetſchen der Niete weniger gute Füllung der Löcher bewirke, als das langſame Stauchen mit der Hand.

Materialverbrauch und Gewicht der Niete werden nach den Tabellen für Rundeiſen ermittelt, indem man der Schaftlänge zwiſchen den Köpfen die Länge von zwei Schaftdurchmeſſern für jeden Kopf hinzurechnet.

2) Anordnung der Vernietungen.

197. Geſichtspunkte.

Bei der Anordnung und Berechnung von Nietungen kommen die folgenden weſentlichen Punkte in Betracht:

α) die Stärke und Länge der Nietbolzen;

β) die Feſtigkeit der vernieteten Theile an der durch die Nietlöcher geſchwächten Stelle;

γ) die Feſtigkeit derſelben zwiſchen den letzten Nieten und dem Blechrande;

δ) die Reibung zwiſchen den verbundenen Theilen;

ε) die Feſtigkeit des Nietbolzens, und

ζ) der Druck zwiſchen dem Umfange des Nietbolzens und der Wandung des Nietloches.

198. Stärke des Nietbolzens.

α) Die Stärke des Bolzens hängt in erſter Linie von der Stärke der zu vernietenden Bleche ab. Macht man die Niete zu dünn, ſo können ſie die Bleche nicht genügend auf einander preſſen; ſind ſie zu ſtark, ſo üben ſie in Folge ihrer Längsſpannung zerſtörende Drücke auf die Bleche aus. Iſt d der Nietdurchmeſſer, δ die Stärke eines Bleches, ſo ſoll $\frac{d}{\delta}$ zwiſchen $1{,}_{75}$ und $2{,}_{50}$ liegen, gewöhnlich 2 betragen. Nach *Winkler* ſoll der Durchmeſſer für Träger von l (Meter) Länge

$$d = (2 + 0{,}_{005}\ l) \text{ Centim.}$$

betragen.

Die für Bau-Conſtructionen verwendeten Nietſorten beſchränken ſich gegenwärtig auf Durchmeſſer von 0,7, 1,2, 1,5, 2,0 und 2,5 cm.

199. Länge des Nietbolzens.

Die Länge der Bolzen beſtimmt ſich aus der Dicke und Zahl der zu verbindenden Theile; jedoch ſind die Vernietungen nach dem früher Geſagten ſo anzuordnen, daſs die Schaftlänge das 4-fache des Durchmeſſers nicht überſchreitet. Iſt eine gröſsere Länge nicht zu umgehen, ſo müſſen die in Art. 194 u. 195 (S. 136) erwähnten Vorſichtsmaſsregeln getroffen werden.

200. Feſtigkeit der vernieteten Theile.

β) Die Feſtigkeit des durch die Nietlöcher geſchwächten Querſchnittes der verbundenen Theile muſs ſchon bei der Feſtſetzung der Abmeſſungen der letzteren im Auge behalten werden; denn würden ſie genau den wirkſamen Kräften entſprechend bemeſſen, ſo würde die Schwächung der Nietlöcher Ueberanſtrengungen hervorrufen. Streng genommen muſs der Querſchnitt eines Conſtructionsgliedes um ſo viele Nietlochquerſchnitte zu groſs gemacht werden, wie in den Verbindungs- oder Anſchluſsſtellen Niete in einen Querſchnitt neben einander zu ſtehen kommen.

Bei groſse Kräfte übertragenden, dicken Gliedern wird ſich der Regel nach aus dieſem Geſetze eine ganz unverhältniſsmäſsige Verſtärkung ergeben, wenn man verſucht, die erforderlichen Niete ſämmtlich neben einander zu ſetzen, eine Anordnung, welche die gleichmäſsige Beanſpruchung aller Niete zunächſt zweckmäſsig erſcheinen läſst. Man giebt daher letzteren Vortheil meiſtens auf — in vielen Fällen (in ſchmalen Bandeiſen-, Winkeleiſenſchenkeln etc.) iſt dieſe Stellung auch unmöglich — und ſtellt die Niete in n_1 Reihen hinter einander, ſo daſs für eine Reihe bei n Nieten überhaupt nur $\frac{n}{n_1}$ Nietlöcher für einen Querſchnitt in Abzug kommen.

Thatſächlich geht man in der Verſtärkung noch weiter herunter. Bei gedrückten Theilen nimmt man gewöhnlich an, daſs die Schäfte die Löcher vollkommen ausfüllen, ſomit durch die Niete eben ſo gut Druck übertragen wird, wie durch das Material ſelbſt, und giebt daher gedrückten Theilen meiſt gar keine Verſtärkung. Dies iſt um ſo mehr zuläſſig, weil gedrückte Theile gewöhnlich erhebliche Querſchnittsvergröſserungen zur Verſteifung gegen Zerknicken erhalten, welche in den Anſchlüſſen oder in Stöſsen in der Nähe derſelben, wo dieſe Gefahr beſeitigt oder vermindert iſt, die Schwächung durch Nietlöcher ausgleichen.

In gezogenen Theilen von Bandform beſchränkt man, wenn die Form der Theile dies erlaubt, die Nietzahl der erſten Reihe auf 1, die der zweiten auf 2 und ſo ſteigend bis zur Mittelreihe und wieder auf 1 abnehmend, bis zur letzten Reihe. Dabei verſtärkt man das Band nur um einen Nietlochquerſchnitt, indem man annimmt, daſs der erſte Niet $\frac{1}{n}$ der ganzen Spannkraft an den aufnehmenden Theil abgiebt, man ſomit in der zweiten Reihe nur noch $\frac{n-1}{n}$ zu übertragen hat, was durch den erſt um 1 Loch verſtärkten, dann um 2 Löcher verſchwächten Querſchnitt regelrecht geſchieht. Obwohl das wirkliche Eintreten dieſer Vertheilung der Kraftübertragung auf die einzelnen Niete durch die Verſchiedenheit der elaſtiſchen Reckung zwiſchen der erſten und zweiten Reihe im abgebenden und aufnehmenden Theile ausgeſchloſſen iſt, ſo haben in der Ausführung doch nach dieſer Idee entwickelte Nietſtellungen trotz der geringen Querſchnittsverſtärkung durchaus befriedigende Ergebniſſe erzielt und werden allgemein angewendet.

Die für Bandeiſen-Vernietung aufgeſtellten Regeln lauten: die Niete ſollen gleichmäſsig zu beiden Seiten der Bandaxe gruppirt ſein und in Reihen winkelrecht zu dieſer ſtehen, deren erſte und letzte je einen Niet enthalten, während die folgenden thunlichſt eine um je einen Niet erhöhte Nietzahl enthalten.

Bei der Verbindung breiter gezogenen Bleche kann man derartige Stellungen

nicht verwenden; man ordnet hier ſo viele gleiche Nietreihen hinter einander an, daſs das Material zwiſchen den Nietlöchern nicht über beſtimmte Grenzen hinaus in Anſpruch genommen wird. Es ſoll in jeder Reihe das Material zwiſchen den Nietlöchern denſelben Sicherheitsgrad beſitzen, wie die Niete derſelben Reihe.

In allen dieſen Fällen ſetzt man die Niete der einen Reihe hinter die Mitten der Nietabſtände (Theilungen) der anderen.

Beim Anſchluſſe oder beim Stoſse zuſammengeſetzter Querſchnitte haben die einzelnen Theile (z. B. Winkeleiſen, kleine ⊏-Eiſen, T-Eiſen etc.) in der Regel zu geringe Breite, um mehrere Niete neben einander aufnehmen zu können; die jedem Theile zukommenden Niete müſſen daher alle hinter einander geſetzt werden, und man hat jeden ſolchen Querſchnittstheil um ein Nietloch zu ſtark auszubilden.

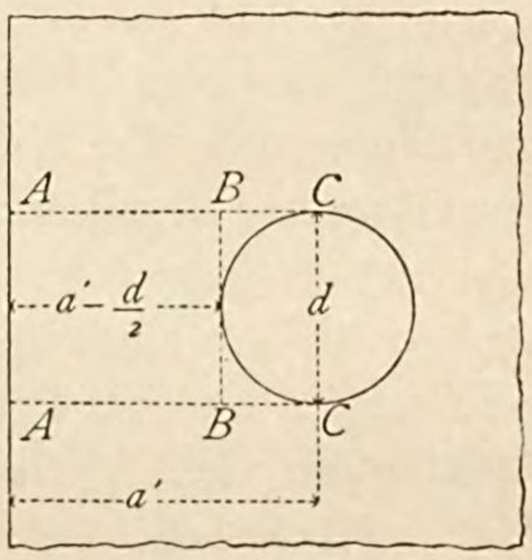
Der Abſtand der Mitte des äuſserſten Nietes einer Querreihe vom Seiten- (oder unbelaſteten) Rande des Bleches ſoll nicht kleiner ſein als $1{,}5\ d$, da ſonſt der dünne, auſserhalb des Loches ſtehen bleibende Materialſtreifen beim Herſtellen des Loches zu leicht zerſtört wird.

Es mag hier darauf hingewieſen werden, daſs die vielfachen angedeuteten Unklarheiten über Vertheilung der Spannkräfte auf gröſsere Nietzahlen und die nothwendige Verſtärkung genieteter Glieder ihren zu erwartenden übeln Einfluſs auf die Güte der Verbindung durch den Umſtand verlieren, daſs bei den Berechnungen von Nietungen die ſpäter zu erörternde Reibung der verbundenen Theile auf einander und an den Ringflächen der Nietköpfe faſt ſtets vernachläſſigt wird, daher eine Sicherung der Verbindungen abgiebt.

201. Feſtigkeit am hinteren Rande der Bleche.

γ) Die Feſtigkeit des Materiales zwiſchen der letzten Nietreihe und dem hinteren (belaſteten) Rande der Bleche iſt thatſächlich von einer Beanſpruchung abhängig, ähnlich der im hinteren Schluſse eines Bolzenauges. Eine rechneriſche Stärkenbeſtimmung auf dieſer Grundlage führt aber zu ſehr unſicheren Ergebniſſen; man bemiſſt die Randbreite gewöhnlich ſo, daſs ein Abſcheren in den in Fig. 406 punktirten Ebenen mit eben ſo groſser Sicherheit vermieden wird, wie eine Zerſtörung eines anderen Theiles der Verbindung. Dieſe Rückſicht wird die Grundlage der nachfolgenden Formelaufſtellung bilden. Die Streifen $B\,C$ dieſer Fugen werden dabei meiſt nicht in Rechnung geſtellt, weil das zwiſchen ihnen und dem Loche befindliche Material in Folge des Druckes zwiſchen Lochwand und Nietſchaft ſchon beſonders ſtark in Anſpruch genommen iſt.

Fig. 406.



202. Reibung zwiſchen den Blechen.

δ) Die Reibung zwiſchen den Blechen unter einander und an den Kopfflächen entſteht nach der Herſtellungsweiſe des Nietes aus dem Drucke, welchen die Köpfe in Folge der Verkürzung des Nietſchaftes beim Erkalten auf die Bleche ausüben. Sie beträgt $^1/_3$ bis $^1/_2$ [80]) dieſes Druckes, entſprechend dem Reibungs-Coefficienten für nicht geglättete Eiſenflächen. Sie iſt um ſo gröſser, je mehr Reibungsflächen vorhanden ſind, deren jedoch für einen geſchloſſenen Theil eines Gliedes immer nur zwei in Frage kommen können.

Nach den Ergebniſſen angeſtellter Verſuche ſind dabei die Platten in Fig. 407 (einſchnittige Nietung) und die äuſseren in Fig. 408 u. 409 (zweiſchnittige Nietung) in derſelben Lage, wie die inneren in Fig. 408 u. 409, da die Reibung zwiſchen Blech und Nietkopf eben ſo groſs iſt, wie zwiſchen zwei Blechen. Nur bei ſehr langen Nieten treten erhebliche Biegungen des Schaftes auf, welche dann das

80) In: Grashof, F. Theorie der Elaſticität und Feſtigkeit. 2. Aufl. (Berlin 1878), S. 201 wird dieſer Coefficient zu 0,4 angegeben.

Fig. 407.

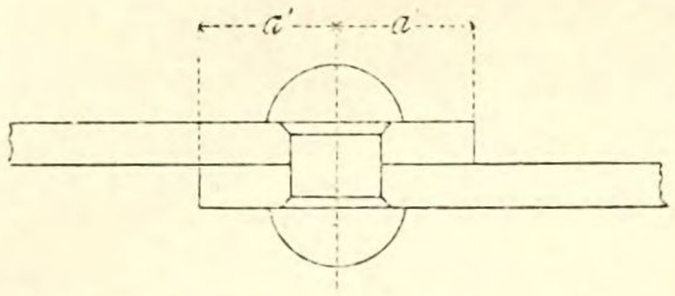


Fig. 408.

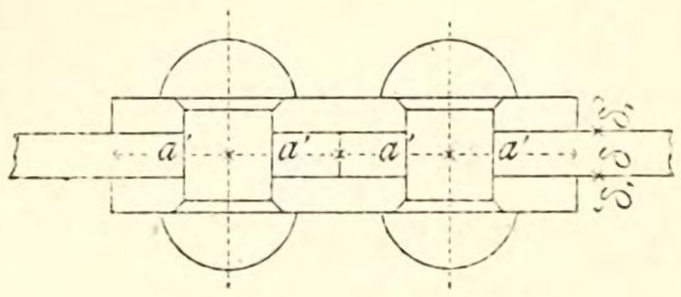
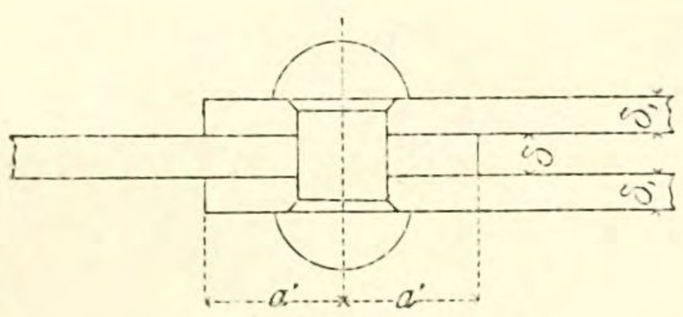


Fig. 409.



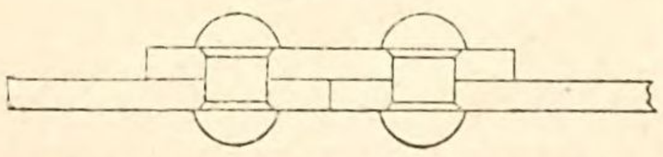
Auftreten der Reibung am Kopfe verhindern. Im Allgemeinen hat alfo jede genietete Platte zwei Reibungsflächen. Für diefe beiden Flächen zufammen ergeben nun die Verfuche von *Clark*, *Harcort*, *Lavalley* und *Schichau*[81]) eine Reibung von 700 bis 1400 kg, im Mittel etwa 1200 kg pro 1 qcm des Schaftquerfchnittes, und man kann daraus bei einem Reibungs-Coefficienten von 0,4 auf eine Längsfpannung im Niete von im Mittel $\frac{1200}{2} \cdot \frac{1}{0{,}4} = 1500$ kg fchliefsen. Dafs der Schaft jedenfalls bis zur Elafticitäts-Grenze gereckt fei, wurde bereits in Art. 194 (S. 136) erkannt. Da diefe Reibung fich jedoch bei gleich forgfältiger Herftellung aller Probeniete aufserordentlich (bis zu 100 Procent) fchwankend zeigte, fo pflegt man bei Bau-Conftructionen auf fie nicht zu rechnen (wohl aber bei gewiffen Conftructions-Theilen von Mafchinen), fie vielmehr nur als eine Erhöhung der Sicherheit anzufehen.

203. Feftigkeit des Nietbolzens.

ε) Die Feftigkeit des Nietbolzens ift in fo fern von unmittelbarem Einfluffe auf die der Verbindung, als, nach Ueberwindung, bezw. Vernachläffigung der Reibung der Schaft in allen Berührungsebenen der Bleche abgefchert fein mufs, bevor die Trennung der Verbindung erfolgt. Je nachdem die Abfcherung eines (Fig. 407), zweier (Fig. 408 u. 409) oder mehrerer Nietquerfchnitte Vorbedingung der Zerftörung ift, nennt man die Nietung ein-, zwei- oder mehrfchnittig. Mehr als zweifchnittige Niete kommen nur da vor, wo jedes der zu verbindenden Glieder aus mehreren einzelnen Theilen befteht, welche fich alle auf denfelben Bolzen hängen. Nach angeftellten Verfuchen[82]) ift der Widerftand der Niete gegen diefe Abfcherung um fo geringer, je gröfser die Anzahl der Niete und die Anzahl der abzufcherenden Querfchnitte jedes Nietes ift, was fich aus der Unmöglichkeit gleichförmiger Kraftvertheilung auf alle Niete und Nietquerfchnitte natürlich erklärt. Nimmt man zur Vereinfachung der Berechnungen an, dafs die Scherfpannung fich gleichförmig über den Nietquerfchnitt vertheilt, was nach *Grashof*[83]) thatfächlich undenkbar ift, fo ergeben die verfchiedenen Verfuche, dafs die Scherfeftigkeit für einfchnittige Niete zwifchen 60 und 70 Procent, für zweifchnittige zwifchen 55 und 65 Procent der Zugfeftigkeit des Nietmateriales liegt, nach Anderen bis zu 80 Procent derfelben fteigt. Keinesfalls foll man daher die Niete mit mehr gleichförmig vertheilt gedachter Scherfpannung belaften, als mit $^4/_5$ der zuläffigen Zugbeanfpruchung des Nietmateriales. Da die Niete aus befonders gutem Materiale beftehen, der Regel nach alfo nicht höher, als mit höchftens 700 kg pro 1 qcm.

Die Vernietungen follen thunlichft fo angeordnet fein, dafs die Mittelkräfte aus den Spannungen der beiden verbundenen Theile in die Mitte der Schaftlänge fallen, damit die Verbindung keine Verbiegung erleidet. Der einfeitige Anfchlufs (Fig. 407) und die einfeitige Lafchung (Fig. 410) genügen diefer Bedingung nicht, follen alfo nach Möglichkeit ver-

Fig. 410.



81) Siehe: GRASHOF, F. Theorie der Elafticität und Feftigkeit. 2. Aufl. Berlin 1878. S. 201 — ferner: Zeitfchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868, S. 450 — endlich: GLASER's Annalen für Gwbe. u. Bauw., Bd. 14, S. 218.

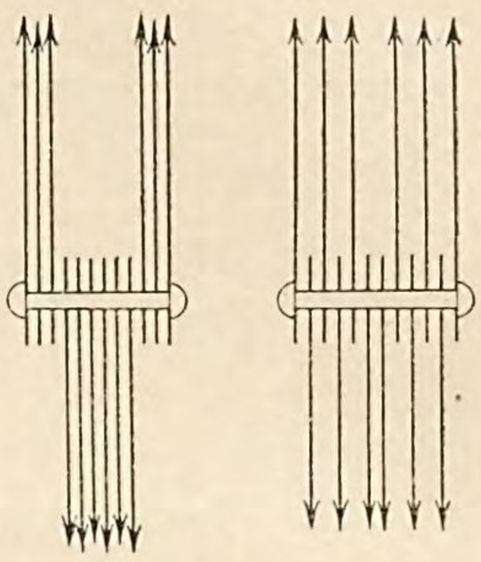
82) Siehe: Mittheilungen aus den königlichen technifchen Verfuchsanftalten zu Berlin 1883, Heft 3 — ferner: Centralbl. der Bauverw. 1884, S. 201 — endlich: GLASER's Annalen f. Gwbe. u. Bauw. Bd. 14, S. 218.

83) Theorie der Elafticität und Feftigkeit. 2. Aufl. Berlin 1878. S. 128.

mieden werden. Sie ſind nicht in allen Fällen zu umgehen; es iſt dann gut, die Niete weniger hoch zu belaſten. Gute Anordnungen ſind die doppelte Verlaſchung (Fig. 408) und der doppelte Anſchluſs (Fig. 409).

Sehr lange Niete erleiden ſtarke Biegung; man ſoll darauf achten, daſs die in gröſserer Zahl anſchlieſsenden Theile der verbundenen Glieder ſo gruppirt werden, daſs thunlichſt je zwei auf einander liegende Theile von entgegengeſetzt gerichteten Kräften beanſprucht ſind, da ſo das ungünſtigſte Biegungsmoment für den Bolzen ein Minimum wird. Fig. 411 zeigt die verkehrte, Fig. 412 die richtige Anordnung. Uebrigens iſt es nothwendig, bei langen Bolzen die Biegungsſpannungen, welche die ſchon vorhandenen erheblichen Normalſpannungen des Schaftes vergröſsern, in Betracht zu ziehen, da ſie unter Umſtänden die gröſste Gefahr darſtellen. Bei kurzen Nieten haben ſie wenig Einfluſs.

Fig. 411. Fig. 412.



204. Druck am Umfange des Nietbolzens.

ζ) Der Druck zwiſchen dem Umfange des Nietbolzens und der Laibung des Loches, eine häufig überſehene Gefahr, kann eine Verbindung lockern oder zerſtören, welche in allen früheren Beziehungen richtig angeordnet wurde, und zwar dadurch, daſs das Material hinter dem Nietbolzen zerdrückt wird und ſeitlich ausquillt. Die Druckvertheilung zwiſchen Bolzen und Lochwandung iſt eine ſolche, daſs ſie von ihrem Maximum im Scheitel des Bolzenquerſchnittes im Sinne der Kraftrichtung bis zu Null an den Enden des zu letzterer winkelrechten Durchmeſſers abnimmt. Auch ſtatt dieſer ungleichförmigen Druckvertheilung wird in die Berechnungen eine gleichförmig über den Durchmeſſer vertheilte Spannung eingeführt, welche nach angeſtellten Verſuchen das Maſs von $s'' = 1100$ bis $1200\ ^{kg}$ pro $1\ ^{qcm}$ des Rechteckes aus Blechdicke δ und Nietdurchmeſſer d nicht überſchreiten darf, wenn nicht Deformationen des Materiales hinter dem Niete entſtehen ſollen. Dieſe auf den Durchmeſſer reducirte Spannung nennt man gleichwohl Lochlaibungs-Preſſung, und ſie iſt namentlich bei geringer Blechſtärke maſsgebend für die Anordnung der meiſten Kraftnietungen. Soll übrigens der Niet gegen Abſcheren und gegen Eindrücken in das ſchwächſte der verbundenen Bleche gleich ſicher ſein, ſo muſs entſprechend den oben feſt geſetzten Spannungswerthen für einſchnittige Nietung ſtattfinden $\frac{d^2\,\pi}{4}\,700 = d\,\delta\,.\,1100$, oder

$$d = 2{,}_{008}\ \delta,$$

was wieder zu der unter α (Art. 198, S. 137) angegebenen Regel führt.

Iſt die Nietung jedoch zweiſchnittig, ſo müſste ſtattfinden $2\,\frac{d^2\,\pi}{4}\,700 = d\,\delta\,.\,1100$ oder $\delta = d$. Da δ aber faſt ſtets kleiner als d iſt, ſo wird man in dieſem Falle die Nietzahl im Allgemeinen nach dem Lochlaibungs-Drucke zu beſtimmen haben, und die Scherfeſtigkeit der Niete ſomit nicht ausnutzen können.

3) Berechnung der Vernietungen.

205. Bezeichnungen.

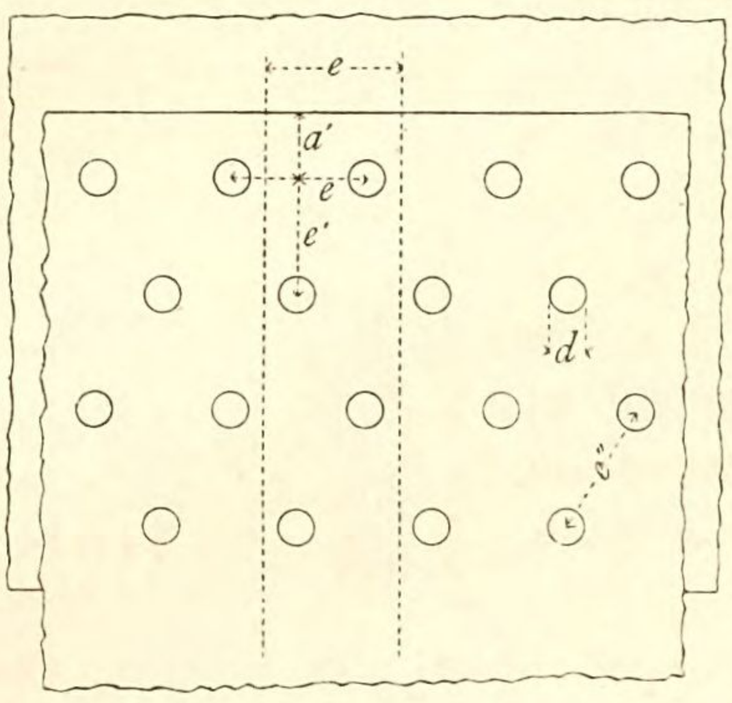
Die Formeln für die Anordnung der Kraftnietungen ergeben ſich für die verſchiedenen, in Art. 197 bis 204 (S. 137 bis 141) beſprochenen, in Rückſicht zu ziehenden Factoren, wie folgt, wenn die zuläſſige Zugbeanſpruchung der genieteten Theile s', die zuläſſige Scherſpannung derſelben t', diejenige des Nietmateriales t, der zuläſſige Lochlaibungs-Druck s'', die Nietzahl n, die belaſtende Kraft P, die Anzahl der Nietreihen n', der Abſtand von Nietmitte bis Nietmitte in einer Reihe (Niettheilung) e, der der Reihen von einander (Reihentheilung) e', der Abſtand der

äufserften Nietmitten vom Seitenrande a, vom Hinterrande des Bleches a', der Abftand eines Nietes vom nächften der hinterliegenden Reihe e'' (Fig. 413), die Blechftärke δ und der Nietdurchmeffer d genannt wird.

206. Durchmeffer und Zahl der Nieten.

α) Nietdurchmeffer und Nietzahl. Für den Durchmeffer des Nietbolzens ift für gewöhnlich

Fig. 413.



$$d = 2\,\delta; \quad \ldots \quad 82.$$

für ftarke Bleche ift in der Regel d nicht gröfser, als 2,5 cm.

Die Zahl der Niete ift fo zu beftimmen, dafs die Abfcherungsfeftigkeit aller Niete gleich P ift. Ift aber $d > 2\,\delta$ für einfchnittige Nietungen, und $d > \delta$ für zweifchnittige, welches letztere Verhältnifs in faft allen Fällen eintritt, fo wird der Lochlaibungs-Druck s'' zu grofs; die Nietzahl mufs alsdann nach letzterem beftimmt werden.

Es wird

$$n = P\,\frac{4}{d^2\,\pi\,t} \quad \text{für einfchnittige Niete, } d \lessgtr 2\,\delta; \quad \ldots \quad 83.$$

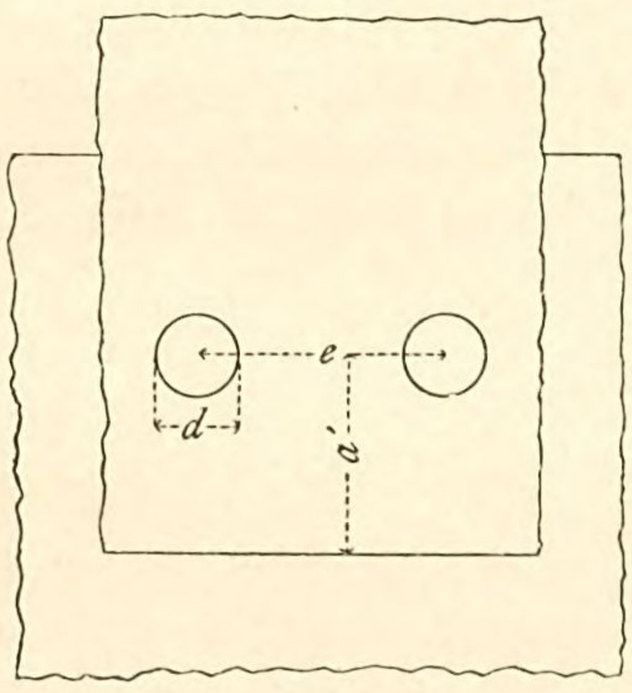
$$n = P\,\frac{2}{d^2\,\pi\,t} \quad \text{für zweifchnittige Niete, } d \lessgtr \delta; \quad \ldots \quad 84.$$

$$n = \frac{P}{d\,\delta\,s''} \quad \begin{cases} \text{für einfchnittige Niete, wenn } d > 2\,\delta, \text{ und} \\ \text{für zweifchnittige Niete, wenn } d > \delta. \end{cases} \quad \ldots \quad 85.$$

207. Feftigkeit in einer Nietreihe.

β) Feftigkeit des Materials zwifchen den Löchern einer Reihe (Fig. 414). Diefe ift mafsgebend für die Theilung e. Die Tragfähigkeit des Bleches zwifchen zwei Nietlöchern beträgt $s'\,\delta\left(e - 2\,\frac{d}{2}\right)$, die des Nietes $\frac{d^2\,\pi}{4}\,t$ für einfchnittige,

Fig. 414.



$\frac{d^2\,\pi}{2}\,t$ für zweifchnittige Nietung und $d\,\delta\,s''$, wenn die Nietzahl mit Rückficht auf Lochlaibungs-Druck berechnet werden mufste. Die Tragfähigkeit des Bleches bei ein- und zweifchnittiger Nietung ift in einer beide Arten vereinigenden Verbindung (Fig. 408 u. 409) für den einfachen und den doppelten Theil die gleiche, wenn das zweifchnittig genietete Blech doppelt fo ftark ift, wie das einfchnittig genietete, alfo unter der Bedingung, dafs $\delta = 2\,\delta_1$.

Die Gleichungen für e ergeben fich alfo:

$$\delta\,(e - d)\,s' = \frac{d^2\,\pi}{4}\,t \quad \text{für einfchnittige Nietung, } d \lessgtr 2\,\delta; \quad \ldots \quad 86.$$

$$\delta\,(e - d)\,s' = \frac{d^2\,\pi}{2}\,t \quad \text{für zweifchnittige Nietung, } d \lessgtr \delta; \quad \ldots \quad 87.$$

$$\delta\,(e - d)\,s' = d\,\delta\,s'' \quad \begin{cases} \text{für einfchnittige Nietung, } d > 2\,\delta, \text{ und} \\ \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta. \end{cases} \quad \ldots \quad 88.$$

In diefen Gleichungen kann meift, wegen der befonderen Güte des Nietmateriales, $t = s'$ und für die meiften Fälle $s'' = 1{,}5\,s'$ gefetzt werden; die Gleichungen lauten alsdann:

$$e = d\left(1 + \frac{\pi\, t\, d}{4\, s'\, \delta}\right) \text{ für einſchnittige Nietung, } d \lessgtr 2\,\delta; \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 89.$$

$$e = d\left(1 + \frac{\pi\, t\, d}{2\, s'\, \delta}\right) \text{ für zweiſchnittige Nietung, } d \lessgtr \delta; \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 90.$$

$$e = d\left(1 + \frac{s''}{s'}\right) \begin{matrix} \text{für einſchnittige Nietung, } d > 2\,\delta, \text{ und} \\ \text{für zweiſchnittige Nietung, } d > \delta. \end{matrix} \quad . \quad . \quad 91.$$

Wäre z. B. in Fig. 409, wo offenbar die Aufsentheile einſchnittig, der Innentheil zweiſchnittig genietet ſind, unter Einführung der angegebenen Verhältniſſe der Beanſpruchungen s', s'' und t zu einander, $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$, ſo ergäbe ſich, wenn man zwiſchen den Blechſtärken mittelnd $d = 1{,}5\,\delta$ machte, alſo $d = 3\,\delta_1$; alsdann wäre für die äuſseren Bleche in die Formeln δ_1 für δ einzuführen, und es ergäbe ſich für die äuſseren Bleche, da $d > 2\,\delta_1$, nach Gleichung 91. $e = 2{,}5\,d = 2{,}5 \cdot 3\,\delta_1 = 7{,}5\,\delta_1 = 3{,}75\,\delta$ und für das innere, zweiſchnittig genietete Blech, da $d > \delta$, gleichfalls $e = 2{,}5 \cdot 1{,}5\,\delta = 3{,}75\,\delta$.

Wäre dagegen, was praktiſch meiſt der Fall iſt, $\delta_1 > \frac{\delta}{2}$, etwa $= 0{,}7\,\delta$, und dann, wie gewöhnlich, $d = 2\,\delta_1 = 1{,}4\,\delta$, ſo würde für den einſchnittig genieteten Aufsentheil nach Gleichung 89.

$$e = 2\,\delta_1\left(1 + \frac{\pi}{4}\,\frac{2\,\delta_1}{\delta_1}\right), \text{ oder } e = 5{,}14\,\delta_1 = \text{rund } 3{,}6\,\delta$$

und für den zweiſchnittig genieteten Innentheil nach Gleichung 91.

$$e = 2{,}5 \cdot 1{,}4\,\delta = 3{,}5\,\delta$$

ſich ergeben; das gröſsere beider Maſse muſs ausgeführt werden.

Wie ſchon oben angedeutet, müſſen die Gleichungen 89. u. 90. für den Fall $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$, wenn alſo in die Gleichung 89. $\frac{\delta}{2}$ ſtatt δ eingeführt wird, beide daſſelbe ergeben; denn die Hälfte des Mittelheiles iſt dann gleich mit einem Aufsentheile.

Es liegt in der Natur der Sache, daſs in der Nietung die Feſtigkeit des vollen Bleches unmöglich gewahrt bleiben kann; der Grad der Feſtigkeit der Vernietung wird gemeſſen durch $f = \frac{e - d}{e}$, alſo im zweiten der obigen Beiſpiele für die Aufsentheile durch

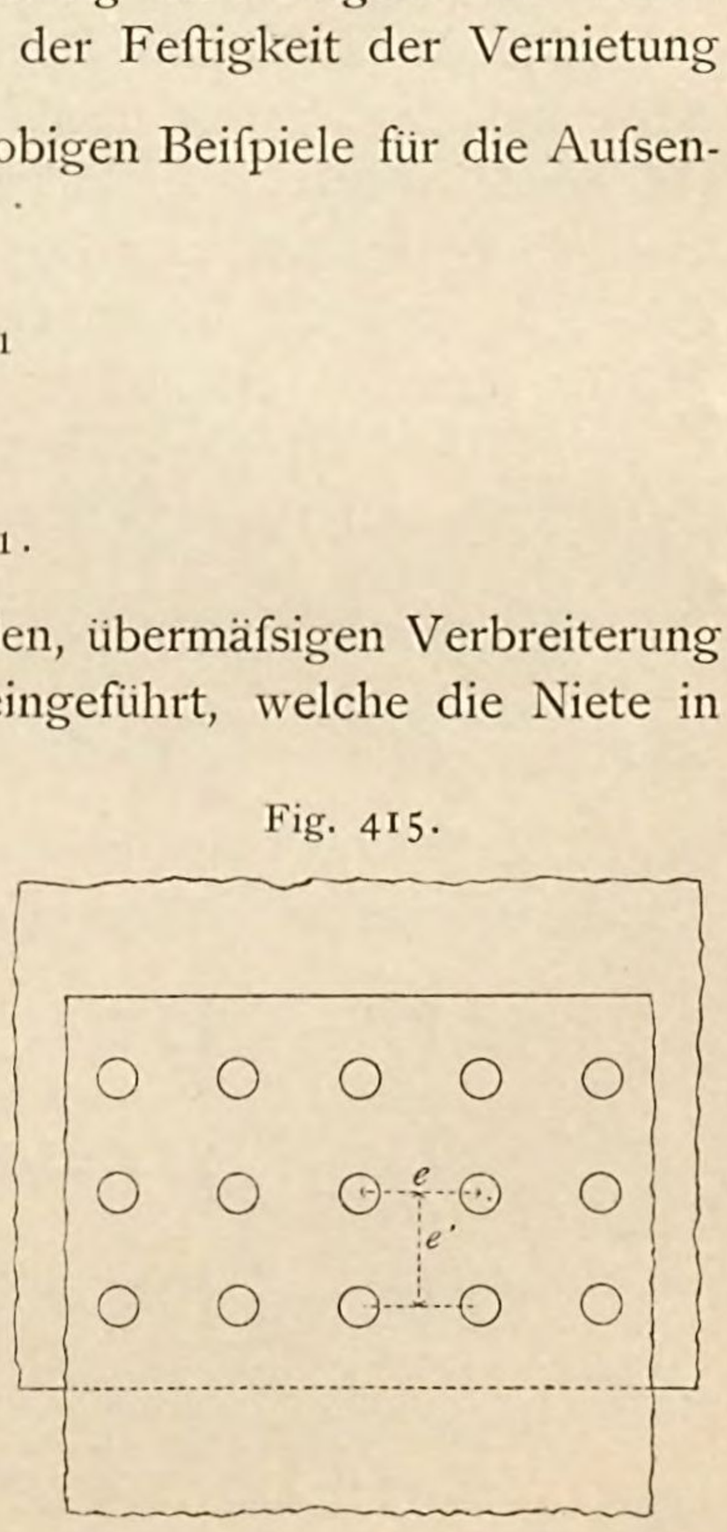
$$f = \frac{5{,}14\,\delta_1 - 2\,\delta_1}{5{,}14\,\delta_1} = 0{,}61$$

und für den Innentheil durch

$$f = \frac{3{,}6\,\delta - 1{,}4\,\delta}{3{,}6\,\delta} = 0{,}61.$$

Zum Zwecke der Vermeidung der hieraus folgenden, übermäſsigen Verbreiterung der Theile iſt die ſchon oben erwähnte Nietſtellung eingeführt, welche die Niete in mehrere Reihen, und zwar in die erſte und letzte je einen Niet und in die nach der Mitte zu folgenden Reihen thunlichſt je ein Niet mehr, ſetzt, und bei der man den Stab dann nur um d gegen den theoretiſchen Querſchnitt verbreitert.

Fig. 415.



Wird der Werth f bei einreihiger Nietung zu klein, oder iſt es überhaupt unmöglich, n Niete in der Breite b unterzubringen, ſo geht man zur mehrreihigen Nietung der Reihenzahl n' über (Fig. 415). Es werden hier n' Niete in die Theilungsbreite geſchlagen; folglich ſind die Gleichungen für e:

$$\delta s' (e - d) = n' \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für einfchnittige Nietung, } d \lessgtr 2\delta; \quad . \quad . \quad . \quad 92.$$

$$\delta s' (e - d) = 2 n' \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \lessgtr \delta; \quad . \quad . \quad . \quad 93.$$

$$\delta s' (e - d) = n' d \delta s'' \begin{cases} \text{für einfchnittige Nietung, } d > 2\delta, \text{ und} \\ \text{für zweifchnittige Nietung } d > \delta. \end{cases} \quad . \quad . \quad 94.$$

Gewöhnlich ift $t = s'$ und $s'' = 1{,}5\ s'$; alsdann lauten diefe Gleichungen:

$$e = d \left(1 + \frac{n' \pi t d}{4 s' \delta}\right) \text{ für einfchnittige Nietung, } d \lessgtr 2\delta; \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 95.$$

$$e = d \left(1 + \frac{n' \pi t d}{2 s' \delta}\right) \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \lessgtr \delta; \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 96.$$

$$e = d \left(1 + \frac{n' s''}{s'}\right) \begin{cases} \text{für einfchnittige Nietung, } d > 2\delta, \text{ und} \\ \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta. \end{cases} \quad . \quad . \quad 97.$$

Für das erfte obiger Beifpiele ift für eine dreireihige Nietung $n' = 3$, $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$ und $d = 1{,}5\ \delta = 3\ \delta_1$, alfo für die Aufsentheile nach Gleichung 97. $e = 3\ \delta_1\ (1 + 3 \cdot 1{,}5) = 16\ \delta_1 = 8{,}25\ \delta$ und für den Innentheil nach Gleichung 97. $e = 1{,}5\ \delta\ (1 + 3 \cdot 1{,}5) = 8{,}25\ \delta$. Im zweiten Beifpiele wird $n' = 3$, $\delta_1 = 0{,}7\ \delta$ und $d = 2\ \delta_1 = 1{,}4\ \delta$, alfo für die Seitentheile nach Gleichung 95. $e = 2\ \delta_1 \left(1 + \frac{3\pi}{4} \frac{2\delta_1}{\delta_1}\right) = 11{,}42\ \delta_1$ $= 11{,}42 \cdot 0{,}7\ \delta =$ rund $8\ \delta$ und für den Mitteltheil nach Gleichung 97. $e = 1{,}4\ \delta\ (1 + 3 \cdot 1{,}5) = 7{,}7\ \delta = 11\ \delta_1$.

Auch hier ift der Sicherheitsgrad $f = \frac{e - d}{e}$, alfo im zweiten Beifpiele für die Aufsentheile $\frac{11{,}42\ \delta_1 - 2\ \delta_1}{11{,}42\ \delta_1} = 0{,}825$, für den Innentheil $\frac{8\ \delta - 1{,}4\ \delta}{8\ d} = 0{,}867$.

Das äufserfte Maximum für e in auf einander liegenden Theilen ift $e = 8\ d$, da bei weiterer Stellung der Niete die Bleche zwifchen den Nieten von einander klaffen.

Der Abftand a der Mitte des letzten Nietes vom Seitenrande des Bleches mufs bei einreihiger Nietung mindeftens $0{,}5\ e$, bei mehrreihiger mindeftens $0{,}25\ e$ betragen. Sind diefe Werthe aber kleiner, als $1{,}5\ d$, fo macht man $a = 1{,}5\ d$, da man zur Herftellung des Loches aufsen eines Blechftreifens von der Breite d bedarf. Andererfeits hält man als Maximum für a den Werth $2{,}5\ d$ feft, da die Blechränder aufklaffen, wenn die erften Niete zu weit vom Rande ftehen.

208. Feftigkeit am hinteren Blechrande.

γ) Die Feftigkeit des Materials zwifchen der letzten Nietreihe und dem hinteren (belafteten) Blechrande mufs ein Ausfcheren des Nietes nach Fig. 406 verhindern. Für einfchnittige Nietung ift fie $2 \left(a' - \frac{d}{2}\right) \delta t'$, für zweifchnittige $2 \left(a' - \frac{d}{2}\right) \delta t'$, und die Gleichungen, welche durch gleiche Sicherheit gegen Abfcheren im Bleche und Abfcheren des Nietes einerfeits, Lochlaibungs-Druck andererfeits bedingt werden, lauten:

$$2 \left(a' - \frac{d}{2}\right) \delta t' = \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für einfchnittige Nietung, } d \lessgtr 2\delta; \quad . \quad . \quad 98.$$

$$2 \left(a' - \frac{d}{2}\right) \delta t' = 2 \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \lessgtr \delta; \quad . \quad . \quad 99.$$

$$2 \left(a' - \frac{d}{2}\right) \delta t' = d \delta s'' \begin{cases} \text{für einfchnittige Nietung, } d > 2\delta, \text{ und} \\ \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta, \end{cases} \quad . \quad 100.$$

oder:

$$a' = d \left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{8} \frac{t}{t'} \frac{d}{\delta}\right) \text{ für einfchnittige Nietung, } d \lessgtr 2\delta; \quad . \quad . \quad . \quad 101.$$

$$a' = d\left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{4}\,\frac{t}{t'}\,\frac{d}{\delta}\right) \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \lessgtr \delta; \quad . \quad . \quad . \quad 102.$$

$$a' = d\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2}\,\frac{s''}{t'}\right) \begin{matrix} \text{für einfchnittige Nietung, } d > 2\,\delta, \text{ und} \\ \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta. \end{matrix} \quad . \quad 103.$$

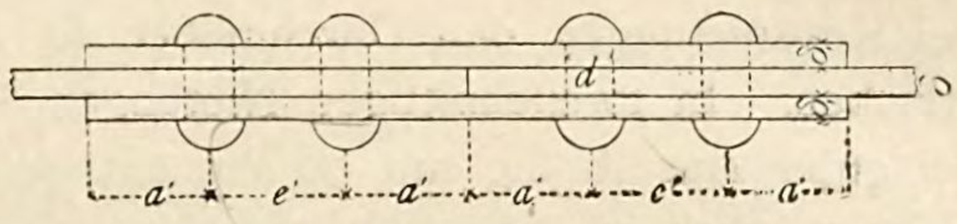
Hierin kann gewöhnlich $\frac{t}{t'} = \frac{5}{4}$ und $\frac{s''}{t'} = 1{,}9$ gefetzt werden.

Im zweiten der obigen Beifpiele wird für die Aufsentheile (fiehe Fig. 409) nach Gleichung 98. u. 101.

$a' = 2\,\delta_1\left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{8}\,\frac{5}{4}\,\frac{2\,\delta_1}{\delta_1}\right) = 2{,}96\,\delta_1$; ferner wird für den Innentheil nach Gleichung 100. u. 103.

$a' = 1{,}4\,\delta\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2}\,1{,}9\right) = 2{,}03\,\delta = 2{,}03\,\frac{\delta_1}{0{,}7} = 2{,}9\,\delta_1$. Unter Umftänden kann a' in verfchiedenen Theilen einer Verbindung fehr verfchiedene Werthe annehmen.

Fig. 416.



Diefer Randabftand kommt auch bei den mehrreihigen Nietungen in Frage, bei denen die Niete in den Reihen nicht verfetzt find (Fig. 415 u. 416); für folche mufs offenbar $e' = a' + \frac{d}{2}$ fein, und lauten die entfprechenden Gleichungen daher:

$$e' = d\left(1 + \frac{\pi}{8}\,\frac{t}{t'}\,\frac{d}{\delta}\right) \text{ für einfchnittige Nietung, } d \lessgtr 2\,\delta; \quad . \quad . \quad . \quad 104.$$

$$e' = d\left(1 + \frac{\pi}{4}\,\frac{t}{t'}\,\frac{d}{\delta}\right) \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \lessgtr \delta; \quad . \quad . \quad . \quad 105.$$

$$e' = d\left(1 + \frac{1}{2}\,\frac{s''}{t'}\right) \begin{matrix} \text{für einfchnittige Nietung, } d > 2\,\delta, \text{ und} \\ \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta. \end{matrix} \quad . \quad 106.$$

Sind jedoch die Niete in den Reihen verfetzt, wie in Fig. 413, fo fällt diefe Rückficht weg; man macht dann meift $e'' = e$, alfo $e' = 0{,}866\,e$. Das mit Bezug auf die Herftellung der Löcher einzuhaltende Minimum von e' ift $2{,}5\,d$, welches Mafs dann ausgeführt wird, wenn die Formeln kleinere Werthe ergeben.

209. Reibung zwifchen den Blechen.

δ) Die Reibung der Bleche auf einander, welche nach dem in Art. 202 (S. 139) Gefagten auch bei einfchnittigen Nietungen (Fig. 407 u. 410) in zwei Ebenen für jedes Blech auftritt und unter diefer Bedingung bei forgfältiger Ausführung im Mittel 1200 kg für 1 qcm des Nietquerfchnittes beträgt, kommt nur bei folchen Verbindungen in Rechnung, welche auch bei unvollftändiger Ausfüllung der Löcher durch die Niete nicht nachgeben dürfen. Solche Theile (Hängeftangen für Decken, Geftänge etc.) werden fo berechnet, dafs die Reibung in dem Momente überwunden wird, in welchem im Bleche die Elafticitäts-Grenze s_e erreicht wird. Dies führt zur Gleichung für die Nietzahl

$$n = P\,\frac{1}{300\,d^2\,\pi}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 107.$$

und für die Theilung

$$\frac{d^2\,\pi}{4}\,1200 = (e - d)\,d\,s_e,$$

oder

$$e = d\left(1 + \frac{300\,\pi\,d}{s_e\,\delta}\right), \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 108.$$

alfo für $\delta = \frac{d}{2}$ und s_e (für gewöhnliches Schmiedeeifen) $= 1500$ kg pro 1 qcm

$$e = 2{,}25\,d. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 109.$$

Für diese Nietungen muſs die Theilung im Allgemeinen etwas enger sein, als wenn die Scherfestigkeit der Niete in Betracht gezogen wird.

Unter Benutzung der Formel 108. kann hier die unter β angewendete Behandlung von ein- und mehrreihigen Nietungen gleichfalls durchgeführt werden.

Nietstellungen in Reihen, deren Nietzahl von 1 in der ersten und letzten um je 1 in jeder Reihe nach der Mitte zunimmt, werden hier nicht verwendet, weil die Nietvertheilung zur Erzielung gleichmäſsiger Reibung über die ganze Fugenfläche gleichförmig sein muſs.

210. Festigkeit des Nietbolzens.

ε) Die Festigkeit des Nietbolzens ist in den obigen Formeln bereits dadurch genügend berücksichtigt, daſs seine Scherfestigkeit, bezw. der zulässige Umfangsdruck, der Abmessung der Niettheilung zu Grunde gelegt wurde. Vortheilhaft für die Festigkeit des einzelnen Bolzens ist eine thunlichst geringe Nietzahl, weshalb man bei Kraftnietungen den Durchmesser so weit steigern soll, wie die obigen Regeln erlauben. In zweischnittigen Nietungen ist der Scherwiderstand jedes Querschnittes bei guter Ausführung nur 90 Procent desjenigen der einschnittigen Nietung, weil es nicht möglich ist, beide Querschnitte ganz gleich zu beanspruchen.

211. Druck am Bolzenumfang.

ζ) Der Druck zwischen Bolzenumfang und Lochlaibung, dessen Steigerung über ein bestimmtes Maſs (1100 bis 1200 kg für 1 qcm des Rechteckes aus Blechstärke und Bolzendurchmesser) unzulässig ist, wurde durch obige Formelaufstellung für alle Abmessungen berücksichtigt, kommt aber nur in Frage, wenn das Verhältniſs $\frac{d}{\delta}$ groſs ist.

4) Nietverbindungen.

212. Einseitiger Anschluſs.

α) Der einseitige Anschluſs. Fig. 417 zeigt diese Verbindung für zwei schmale Stäbe unter der Last P. Es entsteht ein Drehmoment $P\,\delta$, welches bei schlotterigen Nieten (Fig. 418) durch Verdrehen dieser und einseitiges Anlegen ihrer Köpfe ein Gegenmoment $Q \,.\, 1{,}5\,d$ erzeugt, das so lange wächst, bis beide sich aufheben. Es ist also $Q = \frac{P\,\delta}{1{,}5\,d}$, und der Nietschaft wird im Kopfansatze vom Momente $\frac{P\,d}{1{,}5\,d} \cdot \frac{1{,}5\,d}{2} = \frac{P\,\delta}{2}$ gebogen und von der Kraft $\frac{P\,\delta}{1{,}5\,d}$ gezogen. Die Biegungsspannung σ_1 folgt aus $\frac{P\,\delta}{2} = \frac{\sigma_1\,d^3\,\pi}{32}$ mit $\sigma_1 = \frac{16\,P\,\delta}{\pi\,d^3}$, und die Zugspannung σ_2 aus $\frac{P\,\delta}{1{,}5\,d} \cdot \frac{1}{d^2\,\pi} = \frac{8\,P\,\delta}{3\,\pi\,d^3}$. Es entsteht im Niet also eine Zuschlagspannung $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \frac{56\,P\,\delta}{3\,\pi\,d^3}$, oder für $\delta = \frac{d}{2}$ ist $\sigma = \frac{28\,P}{3\,\pi\,d^2}$. Der Niet ist auf $P = \frac{d^2\,\pi}{4}\,t$ berechnet, also wird

$$\sigma = \frac{28}{3\,\pi\,d^2}\,\frac{d^2\,\pi}{4}\,t = \frac{7}{3}\,t\,.$$

Fig. 417.

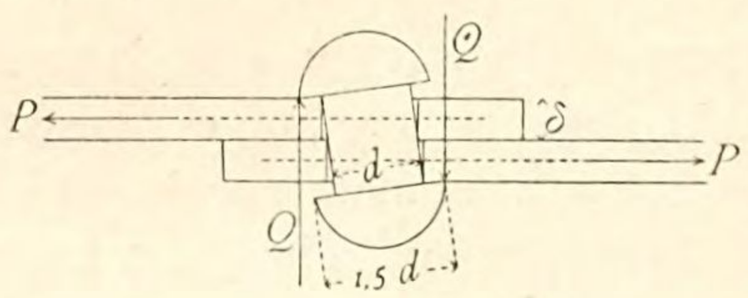
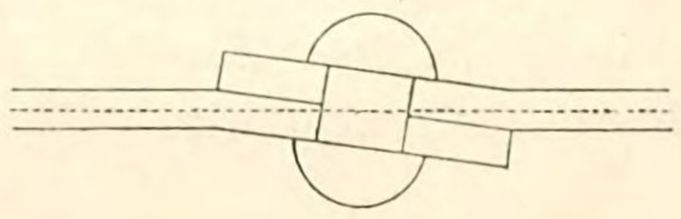


Fig. 418.



Die Schubfpannung t ift der Regel nach zu $\frac{4}{5}$ der zuläffigen Zugfpannung s' anzufetzen; alfo ergiebt fich $\sigma = \frac{7}{3} \cdot \frac{4}{5} s' = \frac{28}{15} s'$ oder beinahe $= 2 s'$.

Der beim Erkalten fchon bis zur Elafticitäts-Grenze beanfpruchte Niet erhält daher nun noch das Doppelte der zuläffigen Zugfpannung und wird fomit der Zerftörung nahe gebracht.

Sind die Niete nicht fchlotterig, füllen fie vielmehr das Loch ganz aus, oder ift in Folge der oben nachgewiefenen Spannungen ein Nietkopf verbogen oder abgefprengt, fo wirkt nun das Moment $\sigma \delta$ allmählich abnehmend biegend auf die Bleche ein, bis die beiden P in eine Gerade fallen. Als Breite des Stabes kann das Theilungsmafs e einer breiteren Nietung eingeführt werden. Die Biegungsfpannung im Bleche σ ergiebt fich aus $\frac{\sigma e \delta^2}{6} = P \delta$ zu $\sigma = \frac{6 P}{e \delta}$. Wegen der nothwendigen Feftigkeit des Stabes ift in der Nietung

$$P = \delta (e - d) s', \text{ alfo } \sigma = \frac{6 \delta (e - d) s'}{e \delta} \text{ oder } \sigma = 6 s' - 6 s' \frac{d}{e}.$$

Nun ift nach Gleichung 89. für $t = s'$, $e = d \left(1 + \frac{\pi}{4} \frac{d}{\delta}\right)$, alfo

$$\sigma = 6 s' \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{\pi}{4} \frac{d}{\delta}}\right).$$

Wird fonach der Mittelwerth $\frac{d}{\delta} = 2$ eingeführt, fo ergiebt fich

$$\sigma = 3{,}66\ s'.$$

Durch die Biegung allein wird demnach die zuläffige Beanfpruchung s' im Stabe weit überfchritten. Wenn nun auch keiner der Grenzfälle in Fig. 417 u. 418 wirklich auftritt, fondern eine Vereinigung beider, welche die beiden berechneten Spannungen jede nur zum Theile hervorruft, fo mufs doch die in Rede ftehende Verbindung zur Uebertragung grofser Kräfte als bedenklich bezeichnet, und foll auf die Fälle befchränkt werden, in denen fie unvermeidlich ift. Auch mehrreihige Nietung ift möglich. Die Anordnung ergiebt fich aus den obigen Gleichungen.

213. Zweifeitiger Anfchlufs.

β) Der zweifeitige Anfchlufs (Fig. 409) vermeidet die Uebelftände des einfeitigen; denn, wenn man die Verbindung in der Mittelebene durchfchneidet, fo entftehen in den beiden Hälften zwei Drehmomente der obigen Art, welche fich gegenfeitig aufheben. Hat, wie es die Regel bildet, jeder der vereinigten Theile diefelbe Kraft P zu beiden Seiten der Verbindung zu tragen, fo ift der Querfchnitt beider Theile theoretifch gleich zu machen; dabei wird aber die Stärke der einzelnen Theile des doppelten Gliedes für die Ausführung meift zu gering, und man macht daher (Fig. 409) die Stärkenfumme des doppelten Theiles $2 \delta_1$ etwas gröfser, als die Stärke δ. Die Nietung kann einreihig und mehrreihig fein. Wenn jedoch die Abmeffungen für die einfchnittig angefchloffenen Theile des Doppelgliedes andere werden, als für den zweifchnittig angefchloffenen Mitteltheil, fo müffen, da verfchiedene Anordnungen in den verfchiedenen Theilen wegen der durchgehenden Niete unmöglich find, diejenigen Mafse für alle Theile durchgeführt werden, welche für den einen Theil genügen, dem anderen zu grofse Stärke geben.

Von den obigen Formeln find für die Aufsentheile die für einfchnittige, für die Innentheile die für zweifchnittige Nietungen aufgeftellten mafsgebend. Die Wieder-

holung dieſer Verbindung giebt ſchlieſslich die ſymmetriſche Vereinigung vieltheiliger Glieder nach Fig. 412, bei welcher auch die Aufsenglieder als einſchnittig, die Innenglieder als zweiſchnittig angeſchloſſen zu betrachten ſind. Haben die vereinigten Theile ungleiche Kräfte zu übertragen, ſo muſs die Vernietung nach den die gröſsten Kräfte enthaltenden bemeſſen werden, was für die ſchwächeren dann leicht recht ungünſtige Verhältniſſe bedingt; es iſt alſo zu empfehlen, alle Theile einer mehrgliederigen Conſtruction thunlichſt gleich zu machen.

214. Einſeitige Verlaſchung.

γ) Die einſeitige Verlaſchung (Fig. 410) iſt nur eine zweifache Aneinanderreihung des einſeitigen Anſchluſſes und hat daher dieſelben Nachtheile, kann übrigens in derſelben Weiſe berechnet werden, wie dieſer. Dieſe Art der Verbindung iſt gleichfalls auf untergeordnete und die unvermeidlichen Fälle zu beſchränken.

215. Doppelte Verlaſchung.

δ) Die doppelte Verlaſchung (Fig. 408) iſt wieder frei von den gerügten Mängeln, da ſie zur Mittellinie ſymmetriſch iſt. Auch ſie kann einreihig oder mehrreihig (Fig. 416) nach den obigen Formeln ausgeführt werden. Theoretiſch müſſte die Stärke der Laſchen zuſammen gleich der des Bleches ſein; es wird aber in der Regel δ_1 etwas gröſser, als $\frac{\delta}{2}$ gemacht.

216. Beiſpiel.

Beiſpiel. Eine Flacheiſen-Diagonale von der Dicke $\delta = 1{,}5$ cm ſoll mit doppelten Laſchen von der Dicke $\delta_1 = 1{,}0$ cm und Nieten vom Durchmeſſer $d = 2{,}0$ cm an ein 1,5 cm ſtarkes Knotenblech angeſchloſſen werden; die Belaſtung beträgt 21000 kg. Die Spannungswerthe ſeien angenommen mit $s' = 700$ kg pro 1 qcm, $t = s'$, $\frac{s''}{s'} = 1{,}5$, $\frac{s''}{t'} = 1{,}9$ und $\frac{t}{t'} = \frac{5}{4}$.

Die theoretiſche Stabbreite iſt $b = \frac{21000}{700} = 30$ cm. Die Nietzahl für die Laſchen nach Gleichung 83. $n = \frac{4 \cdot \frac{1}{2}\, 21000}{2^2 \cdot 3{,}14 \cdot 700} = 4{,}8$, für das Blech nach Gleichung 85. $n = \frac{21000}{2 \cdot 1{,}5 \cdot 1100} = 6{,}4$. Es müſſen alſo 7 Niete geſetzt werden. Thatſächlich beträgt die Scherſpannung im Niete nur $\frac{21000 \cdot 4}{2^2 \cdot 3{,}14 \cdot 7 \cdot 2} = 478$ kg und der Lochlaibungs-Druck $\frac{21000}{7 \cdot 2 \cdot 1{,}5} = 1000$ kg. Werden in die Formeln gleichwohl die obigen Verhältniſszahlen eingeführt, ſo wird die Verbindung in allen Theilen auf ermäſsigte Spannungen, aber mit überall gleicher Sicherheit conſtruirt. 7 Niete in eine Reihe zu ſetzen iſt nicht angängig, da die Verbreiterung dadurch zu grofs würde; es wird alſo zweireihige Vernietung $n' = 2$ angenommen.

In den Laſchen iſt dann nach Gleichung 95. $e = 2\left(1 + \frac{2 \cdot 3{,}14}{4}\ 1\ \frac{2}{1}\right) = 8{,}28$ cm, im Bleche nach Gleichung 97. $e = 2\,(1 + 2 \cdot 1{,}5) = 8$ cm; es wird alſo $e = 8{,}3$ cm ſein müſſen, und die wirkliche Breite, wenn 4 und 3 Niete in je eine Reihe kommen, $4 \cdot 8{,}3 = 33{,}2$ cm.

Der hintere Randabſtand a' der Laſchen wird nach Gleichung 101. $a' = 2\left(\frac{1}{2} + \frac{3{,}14}{8}\ \frac{5}{4}\ \frac{2}{1}\right) = 2{,}96$ cm und der im Bleche nach Gleichung 103. $a' = 2\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2}\, 1{,}9\right) = 2{,}9$ cm; der Randabſtand wird alſo überall mit dem Minimalmafse $1{,}5\ d = 3$ cm ausgeführt. Der Reihenabſtand wird in den Laſchen nach Gleichung 104. $e' = 2\left(1 + \frac{3{,}14}{8}\ \frac{5}{4}\ \frac{2}{1}\right) = 3{,}96$ cm, im Bleche nach Gleichung 106. $e' = 2\,(1 + 2 \cdot 1{,}9) = 3{,}9$ cm. Beide ſind kleiner als $2{,}5\ d$; es wird hier alſo das Minimalmafs $e' = 2{,}5\ d = 2{,}5 \cdot 2 = 5$ cm ausgeführt.

Es ergeben ſich demnach die Verhältniſſe, wie in Fig. 419 dargeſtellt. Der Sicherheitsgrad der Verbindung iſt nach der Formel $f = \frac{e - d}{e} = \frac{8{,}3 - 2}{8{,}3} = 0{,}76$, gegenüber der theoretiſchen Stabbreite von 30 cm jedoch $\frac{33{,}2 - 4 \cdot 2}{30} = 0{,}84$.

Nach der Art der Nietordnung mit um je 1 wachſender Zahl der Niete in den Reihen würde man hier nach dem Schema 1, 2, 3, 2 unter Zugabe eines Nietes oder nach 2, 3, 2 zu ſetzen haben. Die

Fig. 419.

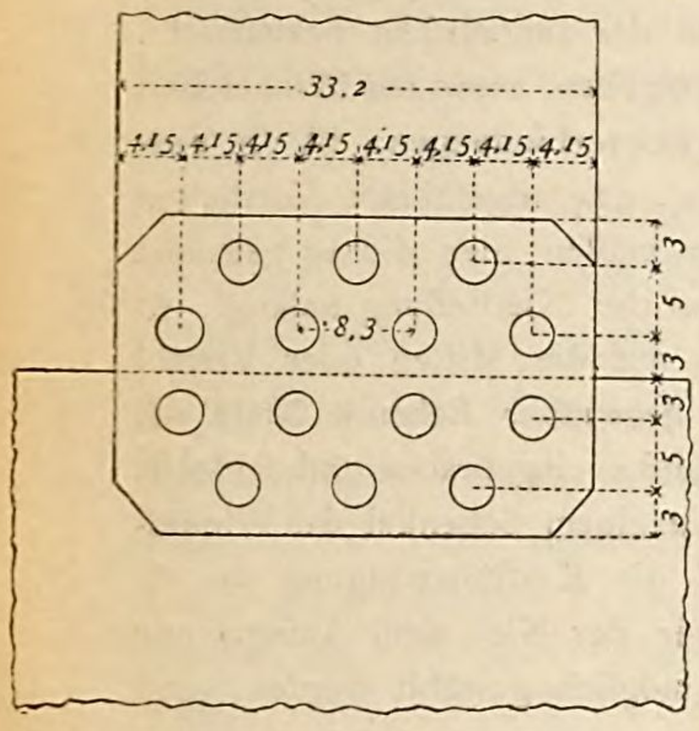


Fig. 420.

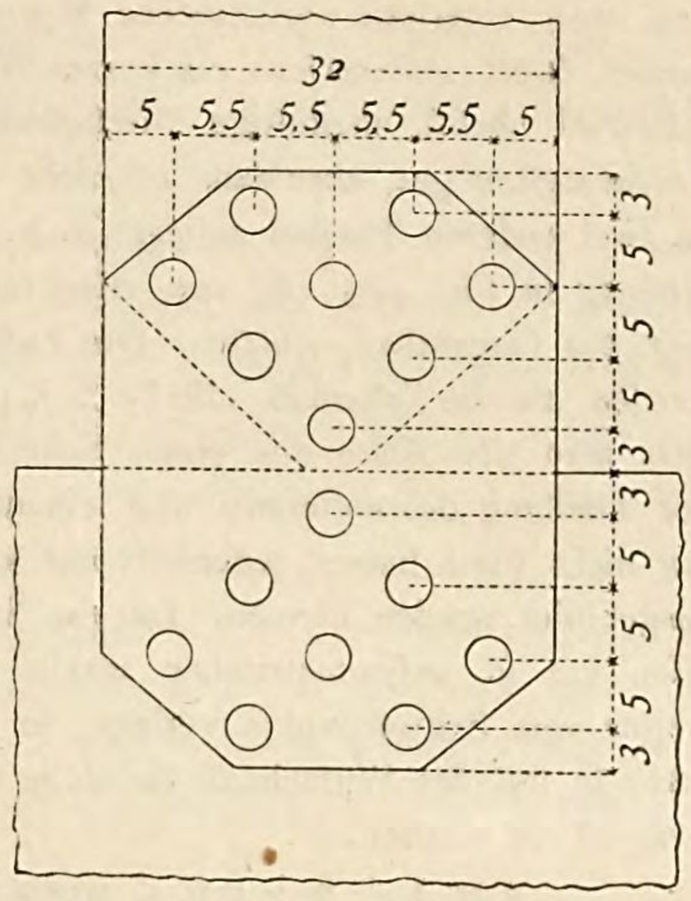
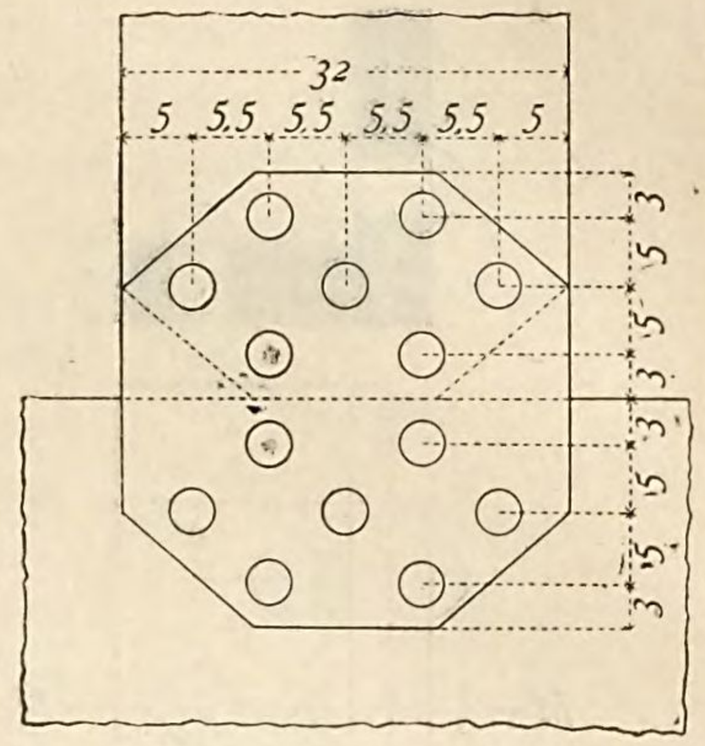


Fig. 421.



Stabbreite wird dabei $30 + d = 32\,\text{cm}$ gewählt, und es ergäbe fich wegen der Nietzahl 3 in einer Reihe bei dem gröfsten Randabftande von $5\,\text{cm} = 2{,}5\,d$ eine Theilung von $\frac{32 - 10}{2} = 11\,\text{cm}$, alfo gröfser, als die aus der Formel folgende. Nach den übrigen oben beftimmten Mafsen ergeben fich die beiden Nietungen in Fig. 420 u. 421, von denen die letztere den Uebergang zur dreifachen Reihennietung bildet.

Die Reihe der gewöhnlichen Nietverbindungen ift hiermit abgefchloffen; es bleibt nur noch etwas über die Verbindungen nicht ebener Theile hinzuzufügen.

217. Verbindung von Rohren.

Verbindungen für Blechrohre werden meift mit einfeitiger Verlafchung oder einfeitigem Anfchluffe, genau nach den obigen Regeln, fowohl in den Quer-, wie in den Längsfugen, unter Berückfichtigung der etwa in beiden verfchiedenen Kraftwirkungen hergeftellt.

218. Verbindung von Profileifen.

Profileifen können faft durchweg nur dadurch verbunden werden, dafs man jeden einzelnen Theil mittels gefonderter Blechftreifen einfeitig oder zweifeitig verlafcht, wobei dann die Verlafchung zweckmäfsig für jeden Theil gefondert berechnet wird. Die Theile folcher Profile find jedoch meift fo fchmal, dafs nicht mehrere Niete neben einander in ihnen Platz finden; man ift dann gezwungen, alle für einen Theil erforderlichen Niete in eine Linie hinter einander zu fetzen.

Am häufigften kommen Winkeleifen-Verbindungen vor, welche nach Fig. 422 bis 425 auf 4 verfchiedene Weifen ausgeführt werden können.

Von diefen ift die Verbindung in Fig. 422 die ftärkfte, aber wegen der hohen Koften der befonders zu walzenden Profil-Lafche nur höchft felten. Die nächftbefte ift die in Fig. 424, da die Lafchen fich auf die ebenen Winkeleifenflächen legen, ftärker find, als das Winkeleifen und einen kurzen Abftand b (Wurzelmafs) der Niete von der Winkeleifen-Aufsenecke geftatten. Alsdann folgt zunächft die Verbindung in Fig. 423, welche die angeführten Vortheile wenigftens für einen Schenkel wahrt und dann an die Stelle der Anordnung in Fig. 424 treten mufs, wenn der zweite Schenkel an einem anderen Conftructionstheile anliegt; das Wurzelmafs b mufs hier in dem aufsen verlafchten Schenkel wegen der Innenlafche des anderen Schenkels in un-

Fig. 422.

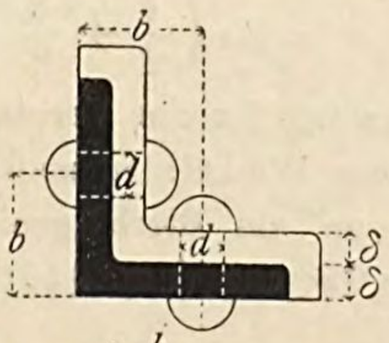


Fig. 423.

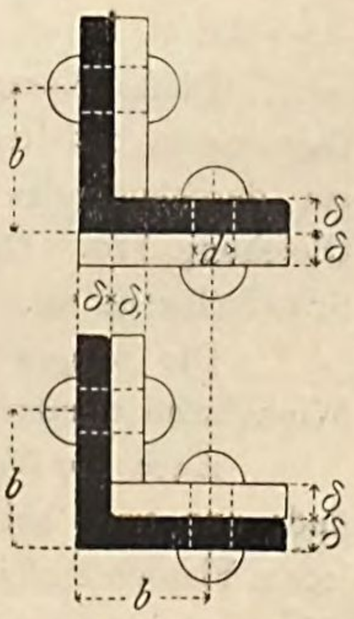


Fig. 424.

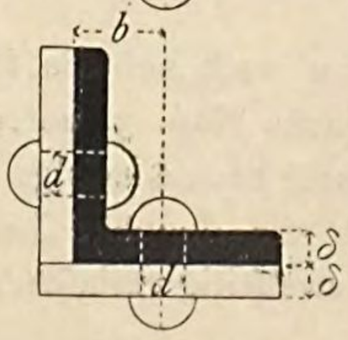
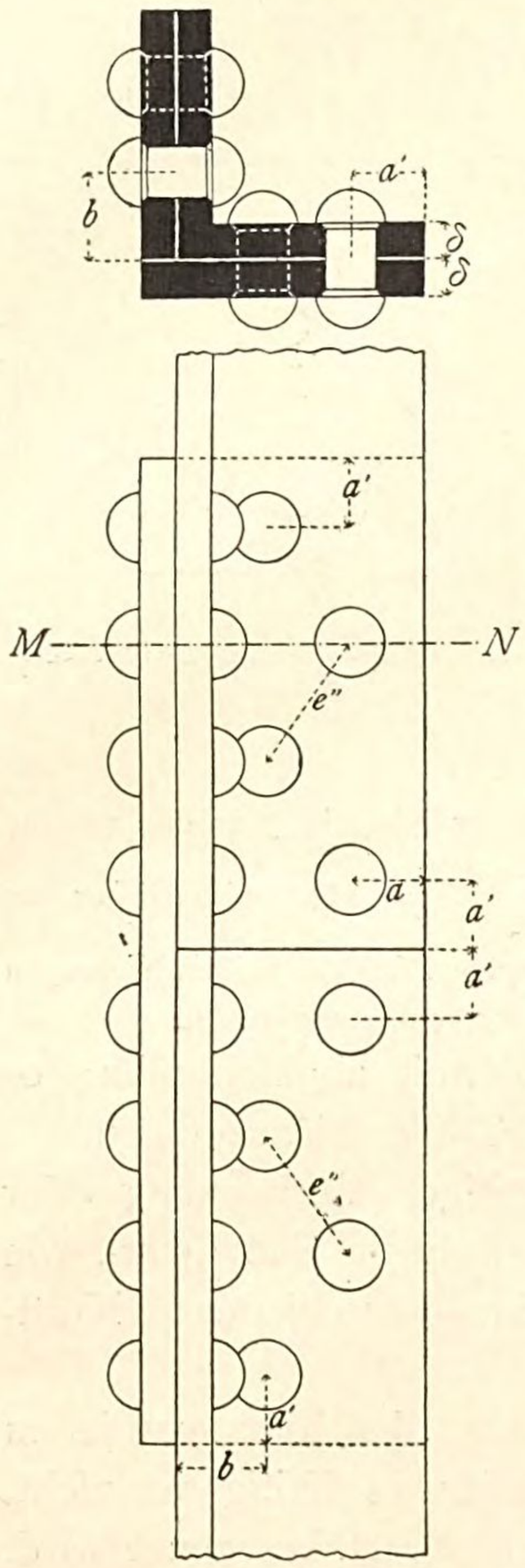


Fig. 425.

Fig. 426.
Schnitt *M N*.



günſtiger Weiſe vergröſsert werden, was in beiden Schenkeln geſchieht, weil man einerſeits verſchiedene Wurzelmaſse in den Schenkeln zu vermeiden ſucht, andererſeits ein kurzes Wurzelmaſs in dem innen verlaſchten Schenkel höchſt ungünſtige Nietſtellung in der Innenlaſche hervorriefe. Am wenigſten gut, aber dann oft nicht zu umgehen, wenn das Winkeleiſen an zwei anderen Theilen anliegt (d. h. in Eckverbindungen), iſt die Verbindung in Fig. 425, da von allen für Fig. 424 angeführten Vortheilen hier das Gegentheil eintritt. Die Laſchen müſſen hier dicker gemacht werden, als die Schenkel, alſo $\delta_1 > \delta$. Was die Nietſtellung anlangt, ſo ſetzt man die Niete des einen Schenkels auf die Mitten oder Viertel der Theilung des anderen, weil einander gegenüber ſtehende Niete oft gar nicht Platz haben, jedenfalls nur mit Mühe eingebracht und ſchlecht ausgebildet werden können. Da ein Niet in einem Schenkel das Winkeleiſen um ſo unſymmetriſcher macht und die Kraftübertragung um ſo weiter vom Schwerpunkte verlegt, je näher der Niet dem Aufsenrande ſitzt, ſo ſoll das Wurzelmaſs ſo klein wie möglich gewählt werden, und zwar iſt zu machen:

$b = 1 + \delta + 0{,}75\ d$, wenn keine Laſche im Winkeleiſen liegt (Fig. 424), ... 110.

$b = 1 + \delta + \delta_1 + 0{,}75\ d$, wenn eine oder zwei Innenlaſchen da ſind (Fig. 422, 423 u. 425) . 111.

Soll z. B. ein Winkeleiſen von $10 \times 10 \times 1{,}4$ cm nach Fig. 424 mit $2{,}5$ cm Nietdurchmeſſer verlaſcht werden, ſo iſt das zugehörige Wurzelmaſs $b = 1 + 1{,}4 + 0{,}75 \cdot 2{,}5 =$ rund $4{,}3$ cm. Soll aber die Verlaſchung nach Fig. 425 mit $1{,}6$ cm ſtarken Laſchen erfolgen, ſo wird das Wurzelmaſs $b = 1 + 1{,}4 + 1{,}6 + 0{,}75 \cdot 2{,}5 = 5{,}9$ cm.

Handelt es ſich nun aber um ſehr breite Winkeleiſen (Fig. 426), ſo rücken die Niete nach dieſer Bemeſſung des Wurzelmaſses ſo nahe nach der Ecke, daſs die Laſchen auſsen abklaffen; man giebt dann dem einen Niete das vorgeſchriebene Wurzelmaſs und ſetzt den nächſten um $1{,}5\ d$ vom Auſsenrande. Dabei ſtellt man, wenn nicht beſondere Rückſichten eine beſtimmte Theilung vorſchreiben, zwei benachbarte in die ſchräg gemeſſene Entfernung $e'' = 3\ d$ (Fig. 426, Grundriſs). Dabei muſs ein äuſserer Niet des einen einem inneren des anderen Schenkels gegenüber ſtehen, da ſonſt die Ausbildung unmöglich wird (Fig. 426, Schnitt).

Soll auf dieſe Weiſe ein Winkeleiſen von $13 \times 13 \times 1{,}4$ cm mit Nieten von $2{,}5$ cm Durchmeſſer verlaſcht werden, welches nach Abgang eines Nietloches mit 800 kg pro 1 qcm belaſtet iſt, ſo iſt die für einen Schenkel zu übertragende Kraft $\frac{(13 + 13 - 1{,}4 - 2{,}5)}{2}\ 1{,}4 \cdot 800 = 12\,376$ kg. Nach Gleichung 83. iſt für einen Schenkel

$$n = \frac{12\,376 \cdot 4}{2{,}5^2 \cdot 3{,}14 \cdot 700} = 3{,}7\ , \quad \text{alſo } n = 4.$$

Das Wurzelmaſs b wird $1 + 1{,}4 + 0{,}75 \cdot 2{,}5 = 4{,}3$ cm, der Randabſtand $a' = 1{,}5 \cdot 2{,}5 = 3{,}8$ cm, der Abſtand $e'' = 3\ d = 7{,}5$ cm und der hintere Randabſtand a' nach Gleichung 101.

$$a' = 2{,}5 \left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{8}\ \frac{5}{4}\ \frac{2{,}5}{1{,}4} \right) = 3{,}5 \text{ cm}.$$

Dieſes Wurzelmaſs, welches ſich für eine Verbindungsſtelle ergiebt, bleibt, um die Theilung auf einer Geraden zu behalten, für das ganze Winkeleiſen maſsgebend. Iſt keine Verbindungsſtelle da, wird z. B. ein durchlaufendes Winkeleiſen an ein Blech genietet, ſo beſtimmt ſich das Wurzelmaſs ſtets nach Gleichung 110. Die zweireihige Nietung (Fig. 426) beginnt bei Winkeleiſen zweckmäſsig erſt von 12 cm Schenkelbreite an.

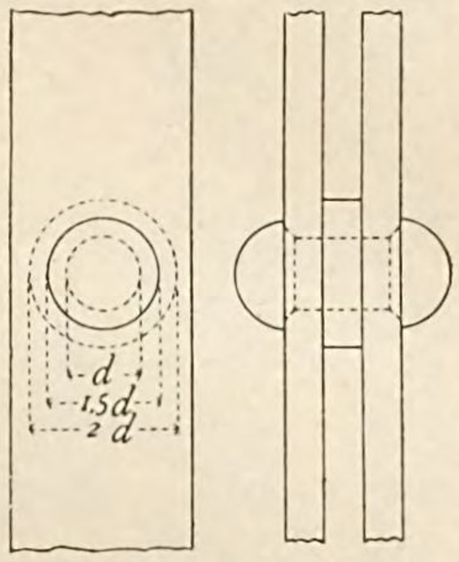
Die obigen Regeln können auch auf die Herſtellung von Eckverbindungen zweier Bleche mittels Winkeleiſen übertragen werden (ſiehe Kap. 3, unter a).

Auch die Vernietung anderer Profile erfolgt nach Grundſätzen, welche aus den obigen zu entnehmen ſind; nur tritt bei einigen auch die doppelte Laſchung auf. So würde man ein I-Eiſen auf und unter jedem Flanſch einſeitig, den Steg zweiſeitig verlaſchen. Solche Verbindungen anderer Profileiſen, als Winkeleiſen ſind jedoch höchſt ſelten.

219. Verbindung mit Stehnieten.

Einer beſonderen Art von Vernietung iſt noch zu erwähnen, nämlich der Vernietung mit Stehnieten, welche zur Verbindung von nicht unmittelbar auf einander liegenden Theilen verwendet wird, jedoch zur Uebertragung von Kräften thunlichſt nicht herangezogen werden ſoll. Die Nietſchäfte werden ſehr lang und haben ſonach, wenn ſie Kräfte übertragen ſollen, höchſt ungünſtige Biegungsſpannungen zu erleiden. Um den vorgeſchriebenen Abſtand der Theile, welcher beim Stauchen des ohne Weiteres eingeſetzten Nietes durch völliges Zerquetſchen des Schaftes zwiſchen den Theilen verloren gehen würde, zu wahren, ſetzt man zunächſt einen Ring mit dem äuſseren Durchmeſſer $2\,d$ und dem inneren Durchmeſſer d ſo zwiſchen die Theile, daſs die drei Löcher ſich decken und nun eine durchlaufende Lochwandung ergeben.

Fig. 427.



Häufig werden zu dieſem Zwecke auch auf dem Durchſtoſse gelochte Blechabfälle verwendet, welche dann aber keine zu unregelmäſsige Aufsenform haben, von allen Graten befreit und thunlichſt durch Preſſen völlig eben hergerichtet ſein ſollen.

Fig. 427 zeigt eine Vernietung mit Stehbolzen. Da ein Abklaffen der Theile von einander hier unſchädlich iſt, kann die Niettheilung, wenn die Kräfte es erlauben, bis $e = 20\,d$ geſteigert werden.

b) Schrauben und Schraubenverbindungen.

220. Anwendung und Verſchiedenheit.

Schraubenverbindungen kommen in Eiſentheilen da vor, wo die zu verbindenden Theile des Materials wegen nicht genietet werden dürfen, d. h. bei Gufseiſentheilen, oder wo eine gewiſſe Beweglichkeit (Drehbarkeit) der Theile gewahrt werden ſoll, die bei der Vernietung auch nur mit einem Niete durch die Reibung verloren geht, oder wo der Raum zu beengt iſt, um Nietköpfe ausbilden zu können.

Die Schrauben können eingängig oder mehrgängig ſein, und können rechteckigen Gangquerſchnitt (flachgängige Schrauben) oder dreieckiges Gangprofil (ſcharfgängige Schrauben) haben. Die eingängigen ſcharfgängigen Schrauben ergeben unter gleicher Laſt die gröſste Reibung in der Mutter, und da für Verbindungsſchrauben, die hier den Bewegungsſchrauben gegenüber allein in Frage kommen, eine thunlichſt groſse Reibung erwünſcht iſt, ſo wird hier von ihnen allein die Rede ſein. Auch iſt bei gleicher Ganghöhe die Scherfläche zwiſchen Gang und Spindel bei der ſcharfen Schraube doppelt ſo groſs, wie bei der flachen.

Auſser den beiden genannten kommt noch die Trapezſchraube und die Schraube mit rundem Gangquerſchnitte vor.

221. Gangprofil und Durchmeſſer der Schrauben.

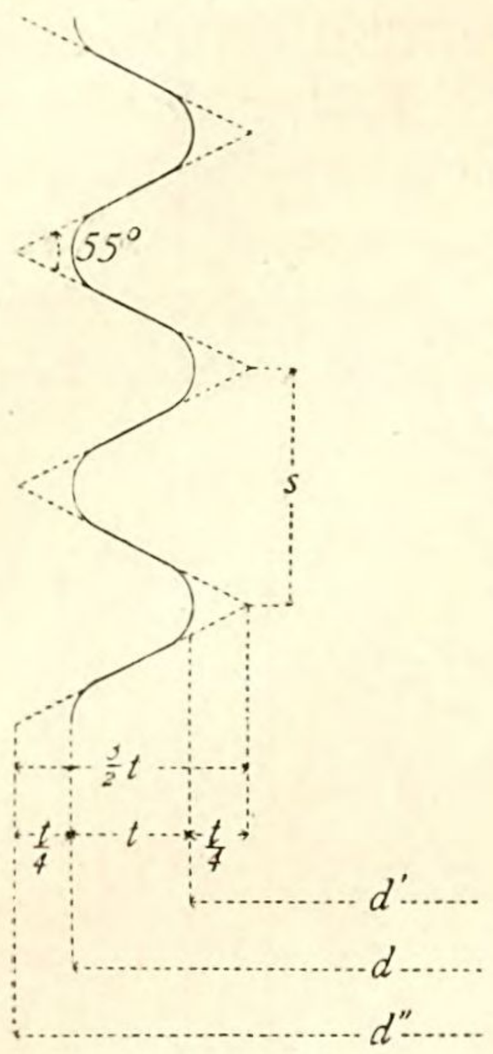
Das Gangprofil der ſcharfen Schraube zeigt Fig. 428; es iſt d' der innere Durchmeſſer, d der äuſsere Gewindedurchmeſſer, d'' der äuſsere Bolzendurchmeſſer, s die Ganghöhe und t die Gewindetiefe. Die Neigung des Ganges wird durch die Zahl m feſt gelegt, welche beſtimmt, wie viele Gänge auf die Länge d des Bolzens kommen. Die Gänge werden nach Fig. 428 aus- und abgerundet; nur bei ſehr weichem Materiale (Meſſing, Bronze) mehr. Gemäſs dem Abrundungsmaſs und dem Spitzenwinkel von 55 Grad wird $\frac{3}{2}\,t = s\,\frac{1}{tg\ 27^0\ 30'}$, alſo

$$t = 0{,}64\ s\ , \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 112.$$

wofür man meiſt $t = 2\,\frac{s}{3}$ ſetzt. Daraus folgt $d' = d - 2\,t = d - 2\ .\ 0{,}64\ s$; demnach

$$d' = d - 1{,}28\ s \ . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 113.$$

Fig. 428.



Es ift nun nach Obigem $s = \frac{d}{m}$, alfo $d' = d - \frac{1{,}28\ d}{m}$, fonach

$$\frac{d'}{d} = \frac{m - 1{,}28}{m} \quad \ldots \ldots \quad 113^{a}.$$

d_1 beftimmt fich nach der Laft, und es find dann d und s der neben ftehenden *Witworth*'fchen Schrauben-Scala zu entnehmen, welche die Form aller Schrauben gleichen Durchmeffers allgemein feft legt, damit fie beliebig vertaufcht werden können. Um diefe nicht immer benutzen zu müffen, find für d und s zwei Beziehungsgleichungen aufgeftellt, welche lauten:

$$s = 0{,}07\ \text{cm} + 0{,}095\ d \quad \text{für} \quad d \leqq 6\ \text{cm}, \quad \ldots \quad 114.$$

$$s = 0{,}262\ \sqrt{d} \quad \text{für} \quad d > 6\ \text{cm} \quad \ldots \ldots \quad 115.$$

Aus Gleichung 113., 114. u. 115. kann nun eine directe Beziehung zwifchen d'', d und d' abgeleitet werden, und zwar ergiebt fich für kleinere Schrauben unter Benutzung der Gleichungen 114., 113 u. 112.

$$d = (1{,}139\ d' + 0{,}103)\ \text{Centim.} \quad \text{und} \quad d'' = d + \frac{t}{2} = (1{,}173\ d' + 0{,}128)\ \text{Centim.} \quad 116.$$

Die Tragkraft einer Schraube auf Zug ift bei der zuläffigen Beanfpruchung s' für 1 qcm gleich $\frac{d'^2\ \pi}{4}\ s'$; es ergiebt fich fonach der der Laft P entfprechende innere Durchmeffer aus $d' = 2\sqrt{\frac{P}{\pi\ s'}}$, oder, da man in Folge des Anfchneidens der Gewinde den äufseren Ring von 1 mm Tiefe nicht als tragfähig anfehen kann, $d' = 0{,}2 + 2\sqrt{\frac{P}{\pi\ s'}}$.

Die zuläffige Beanfpruchung s' wird wegen der beim Andrehen der Mutter entftehenden Torfion [84]) in der Regel für Schrauben nur mit 600 kg angefetzt; die Gleichung für d' lautet demnach:

$$d' = 0{,}2 + 0{,}0046\ \sqrt{P}, \quad \ldots \ldots \quad 117.$$

und für die erforderliche Anzahl n, wenn mehrere Schrauben vorhanden find,

$$n = \frac{P}{471\ (d' - 0{,}2)^2}. \quad \ldots \ldots \quad 118.$$

Den nach Gleichung 116. u. 117. aus der Laft ermittelten äufseren Durchmeffer d'' kann man nicht ohne Weiteres beibehalten; es ift vielmehr der nächftgröfsere der *Witworth*'fchen Scala einzuführen.

Wenn P nicht als Zug auftritt, fondern als Scherkraft, fo ergiebt fich, da die Scherftelle faft ftets im vollen Bolzen, nicht im Gewinde liegt, der äufsere Durchmeffer unmittelbar aus $\frac{d''^2\ \pi}{4}\ t = P$ für einfchnittige und aus $2\ \frac{d''^2\ \pi}{4}\ t = P$ für zweifchnittige Abfcherung. Auch bei den Schraubenbolzen mufs der Lochlaibungs-Druck für kleine Durchmeffer im Auge behalten werden, gemäfs der Gleichung $P = d''\ \delta\ s''$ (vergl. Art. 204, S. 141), und es ergeben fich hier ähnlich wie bei den Nieten für d die Gleichungen:

---

[84]) Ueber genaue Berückfichtigung der Torfionsfpannungen vergl.: GRASHOF, F. Theorie der Elafticität und Feftigkeit etc. 2. Aufl. Berlin 1878. S. 202.

Witworth's Scala der eingängigen ſcharfen Schrauben.

Nr.	Bolzen-Durchmeſſer d''	Aeuſserer Gewinde-Durchmeſſer d		Anzahl der Gewindegänge m auf		Innerer Durchmeſſer d'	Schlüſſelweite der Mutter D	Belaſtung	
				1 Zoll engl.	die Länge d			ohne Torſion	mit Torſion
1	0,8	1/4	0,64	20	5	0,48	1,4	37	22
2	0,9	5/16	0,79	18	5 5/8	0,61	1,6	79	48
3	1,1	3/8	0,95	16	6	0,75	1,8	143	86
4	1,2	7/16	1,11	14	6 1/8	0,88	2,1	218	131
5	1,4	1/2	1,27	12	6	1,00	2,3	302	181
6	1,7	5/8	1,59	11	6 7/8	1,29	2,7	560	336
7	2,0	3/4	1,90	10	7 1/2	1,58	3,2	897	538
8	2,3	7/8	2,22	9	7 7/8	1,86	3,6	1 299	779
9	2,7	1	2,54	8	8	2,13	4,1	1 755	1 053
10	3,0	1 1/8	2,86	7	7 7/8	2,39	4,5	2 260	1 356
11	3,3	1 1/4	3,18	7	8 3/4	2,72	5,0	2 993	1 796
12	3,6	1 3/8	3,49	6	8 1/4	2,95	5,4	3 564	2 138
13	3,9	1 1/2	3,81	6	9	3,27	5,8	4 441	2 665
14	4,3	1 5/8	4,13	5	8 1/8	3,48	6,3	5 070	3 042
15	4,6	1 3/4	4,45	5	8 3/4	3,80	6,7	6 107	3 664
16	4,9	1 7/8	4,76	4 1/2	8 7/16	4,00	7,2	6 949	4 169
17	5,2	2	5,08	4 1/2	9	4,36	7,6	8 155	4 893
18	5,8	2 1/4	5,72	4	9	4,91	8,5	10 454	6 272
19	6,5	2 1/2	6,35	4	10	5,54	9,4	13 438	8 063
20	7,1	2 3/4	6,99	3 1/2	9 5/8	6,06	10,3	16 182	9 709
21	7,7	3	7,62	3 1/2	10 1/2	6,69	11,2	19 849	11 909
22	8,4	3 1/4	8,26	3 1/4	10 9/16	7,26	12,1	23 488	14 093
23	9,0	3 1/2	8,89	3 1/4	11 3/8	7,89	13,0	27 867	16 720
24	9,6	3 3/4	9,53	3	11 1/4	8,44	13,8	31 996	19 198
25	10,3	4	10,16	3	12	9,07	14,7	37 076	22 245
	Centim.	Engl. Zoll.	Centim.			Centimeter		Kilogr.	

$$d'' = 2\sqrt{\frac{P}{\pi\, t}} \quad \text{für einſchnittige Abſcherung, } d'' \leqq 2\,\delta; \quad . \; . \; . \; . \; . \; 119.$$

$$d'' = \sqrt{\frac{2\,P}{\pi\, t}} \quad \text{für zweiſchnittige Abſcherung, } d'' \leqq \delta; \quad . \; . \; . \; . \; . \; 120.$$

$$d'' = \frac{P}{s''\,\delta} \quad \begin{cases} \text{für einſchnittige Abſcherung, } d'' > 2\,\delta, \text{ und} \\ \text{für zweiſchnittige Abſcherung, } d'' > \delta. \end{cases} \quad . \; . \; 121.$$

Wird eine Kraft durch mehrere Bolzen gemeinſam übertragen, ſo iſt nach Annahme des Durchmeſſers d'' die Bolzenzahl n nach Gleichung 83. bis 85. zu ermitteln.

Kraftübertragung durch Flächenreibung kommt hier nicht in Frage, da die Muttern ſich von ſelbſt löſen, alſo auf Reibung überhaupt nicht gerechnet werden kann.

Auf Torſion muſs Rückſicht genommen werden, wenn die Anſpannung der Schraube lediglich durch Andrehen der Mutter, nicht durch Anhängen von Laſten nach dem Andrehen der Mutter hervorgerufen wird. Es darf in dieſem Falle die zuläſſige Zugſpannung nur auf $\frac{3}{5}\,s'$ getrieben werden, und es folgt ſomit der innere Gewindedurchmeſſer für dieſen Fall aus $d' = 0{,}2 + 0{,}059\,\sqrt{P}$. Hiernach iſt die letzte Spalte der vorſtehenden Scala berechnet.

222. Schraubenmutter.

Die Schraubenmutter wird für einfache Fälle wohl rund oder quadratiſch geformt; jedoch läſſt ſich die runde Mutter ſchwer andrehen; die quadratiſche enthält viel Material. Am beſten iſt die ſechseckige Mutter, da ſie wenig überflüſſiges

Material enthält und doch das Auffetzen eines Schlüffels erlaubt; fie braucht auch nur um 60 Grad gedreht zu werden, um das feitliche Anfetzen des Schlüffels von Neuem zu geftatten.

Um beim Andrehen keine zu grofse Berührungsfläche zu erhalten, wird die Mutter unten nach einer Kugel abgerundet, meift auch oben, um eine Contre-Mutter nachfchrauben, auch die Mutter umdrehen zu können; fie fitzt alfo nur mit einer fchmalen Ringfläche auf. Die Schlüffelweite D wird aus der umftehenden Tabelle oder aus der Formel $D = (0{,}5 + 1{,}4\ d)$ Centim. beftimmt, welche auf gleicher Sicherheit der Auflager-Ringfläche gegen Druck und des Bolzens beruht; der Durchmeffer des umfchriebenen Kreifes ift dann $D' = (0{,}6 + 1{,}62\ d)$ Centim.

Fig. 429.

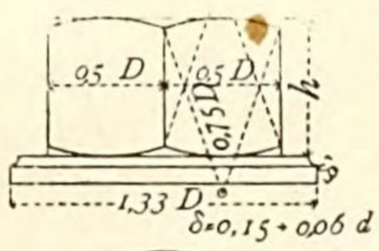
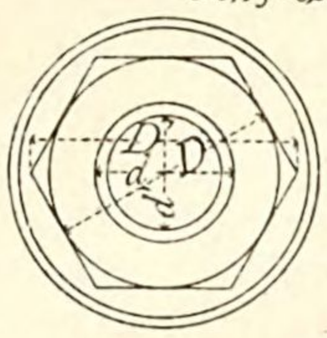


Fig. 430.



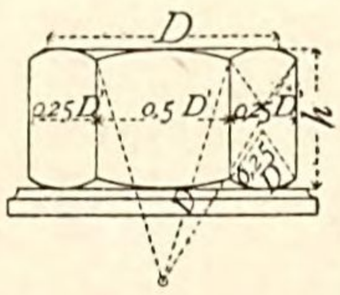
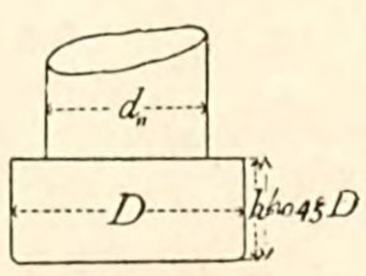


Fig. 431.



Die Höhe h der Mutter mufs fo bemeffen werden, dafs der Zug im Bolzen die Gewindegänge in der Mutter nicht ausfcheren kann, d. h. es mufs mindeftens $t\ d'\ \pi\ h = \frac{s'\ d'^2\ \pi}{4}$, alfo $h = \frac{1}{4}\ \frac{s'}{t}\ d'$ fein. Nimmt man Rückficht darauf, dafs etwa auf $\frac{1}{6}$ der abzufcherenden Fläche das Material durch das Schneiden der Gewinde verletzt ift, fo würde gefetzt werden müffen $h = \frac{6}{5}\ \frac{1}{4}\ \frac{s'}{t}\ d'$, und nimmt man im Mittel $d' = \frac{8}{10}\ d$ und $\frac{s'}{t} = \frac{5}{4}$ an, fo ergiebt fich $h = \frac{5.4.4.10}{6.5.8}\ d = \frac{3}{10}\ d$. Muttern diefer geringften Höhe nutzen fich ftark ab; man fteigert die Höhe daher thatfächlich wohl bis $h = d$, und für folche Schrauben, die oft gelöst und wieder angedreht werden müffen, bis $h = D$. Hat der Bolzen keinen Zug, fondern nur Abfcherung zu übertragen, fo macht man h nie gröfser als $0{,}3\ d$, da die Mutter dann ganz unbelaftet ift. Eine gewöhnliche Mutterform zeigen Fig. 429 u. 430, worin auch eine zur Vertheilung des Mutterdruckes auf eine grofse Fläche der Unterlage beftimmte Unterlegfcheibe mit dargeftellt ift.

223. Schraubenkopf.

Der Schraubenbolzen wird in der Regel am einen Ende mit Gewinde verfehen; am anderen erhält er ftatt deffen einen feften Kopf, welcher meift ein Quadrat von der Seitenlänge D bildet und die Höhe $h = 0{,}45\ D$ erhält (Fig. 431). In feltenen Fällen wird der Kopf fechseckig geformt.

224. Befondere Formen von Mutter und Kopf.

Befondere Formen von Mutter und Kopf entftehen in folgenden Fällen.

Soll die Mutter nicht vor den verbundenen Theilen vorftehen, fo fetzt man fie in eine Vertiefung, welche fo weit gemacht wird, dafs die Wandftärke des am Ende ein entfprechendes fechseckiges Loch zeigenden Stockfchlüffels aus Rundeifen mit doppeltem Handgriff darin Platz findet, oder man macht die Mutter kreisrund und giebt ihr in der Oberfläche 2 Löcher, um fie mit dem zweizinkigen Zirkelfchlüffel in die gleich weite kreisrunde Vertiefung drehen zu können. Beim Andrehen der Mutter dreht fich der Bolzen leicht mit; man mufs daher mittels eines Schraubenfchlüffels am Kopfe, welcher defshalb die Maulweite D erhält, gegen halten. Geht dies nicht, fo bringt man am unteren Schafttheile oder Kopfe geeignete Vorrichtungen zur Verhinderung der Drehung an.

Ift eine feft angezogene Schraube dauernd Erfchütterungen ausgefetzt, fo löst fich die Mutter allmählich von felbft, indem die Reibung zwifchen Mutter und Bolzengewinde durch die Vibrationen überwunden wird. Man verwendet defs-

halb für die Bau-Conſtructionen geeignete Vorkehrungen gegen das Losdrehen der Muttern.

225. Schraubenverbindungen.

Wirken die Schrauben einfach auf Zug, ſo iſt d' nach den Gleichungen 117. u. 118. zu beſtimmen, welche, wenn mehrere Schrauben die Laſt P übertragen, auch die Anzahl n derſelben ergeben.

Auf Abſcherung ergiebt ſich der Bolzendurchmeſſer d'' für die Kraft P nach Gleichung 119. bis 121.; ſind mehrere Bolzen des Durchmeſſers d'' zu verwenden, ſo ergiebt ſich die erforderliche Anzahl n aus:

$$n = \frac{4\,P}{\pi\,t\,d''^2} \quad \text{für einſchnittige Bolzen, } d'' \lessgtr 2\,\delta; \quad \ldots\ldots\ldots \quad 122.$$

$$n = \frac{2\,P}{\pi\,t\,d''^2} \quad \text{für zweiſchnittige Bolzen, } d'' \lessgtr \delta; \quad \ldots\ldots\ldots \quad 123.$$

$$n = \frac{P}{s''\,\delta\,d''} \quad \begin{matrix}\text{für einſchnittige Bolzen, } d'' > 2\,\delta, \text{ und} \\ \text{für zweiſchnittige Bolzen, } d'' > \delta.\end{matrix} \quad \ldots\ldots \quad 124.$$

Wird der Bolzen des Durchmeſſers d'' zugleich auf den Zug S und die Abſcherung T, d. h. ſchräg beanſprucht, und bezeichnet d_z den dem Zuge S allein genügenden Rundeiſen-Durchmeſſer, ſo mache man

$$d_{,,} = d_z \sqrt{\frac{1}{8}\left(3 + 5\sqrt{1 + \left[\frac{2\,T}{S}\right]^2}\right)}; \quad \ldots\ldots\ldots \quad 115.$$

für $T = S$ wird $d'' = 1{,}33\ d_z$.

Die Gewichte der Schraubenbolzen werden mit Hilfe der Rundeiſen-Tabelle feſt geſtellt, indem man zur reinen Bolzenlänge zwiſchen Kopf und Mutter

7 Bolzendurchmeſſer für ſechseckige Muttern und Köpfe,
8 » » » viereckige » » »

hinzuzählt.

c) Bolzenverbindungen.

226. Bedingungen.

Für Bauzwecke iſt der Anſchluſs von Rundeiſenſtangen mittels angeſtauchten oder angeſchweiſsten Auges und cylindriſchen Verbindungsbolzens an andere Theile, meiſt Bleche, von beſonderer Wichtigkeit. Das Auge wird kreisförmig (Fig. 432) oder länglich (Fig. 433) geformt. Bezeichnet δ die geringere der Stärken der beiden Theile (Auge des Befeſtigungsbolzens und Anſchluſsblech), ſo iſt auch hier für einſchnittigen Anſchluſs

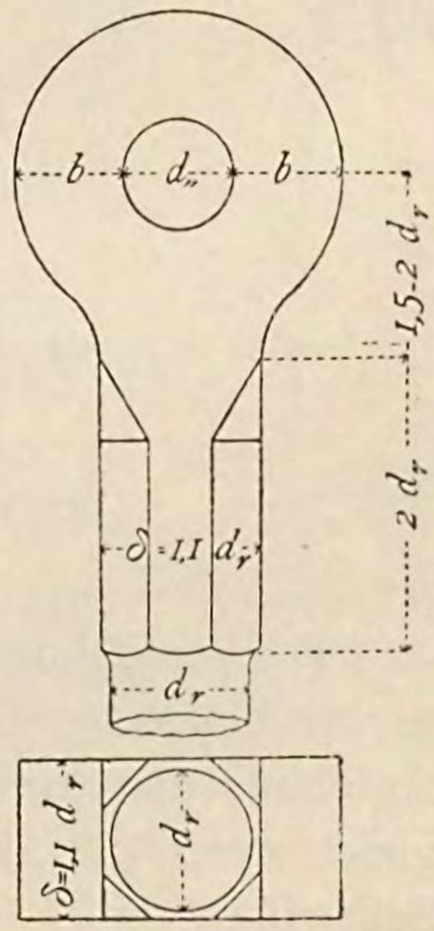
$$\delta\,d_{,,}\,s'' \gtrless \frac{d_{,,}^{\,2}\,\pi}{4}\,t$$

die Bedingung, daſs Abſcherung, nicht Lochlaibungs-Druck in Frage kommt; eben ſo für zweiſchnittigen Anſchluſs

$$\delta\,d_{,,}\,s'' = 2\,\frac{d_{,,}^{\,2}\,\pi}{4}\,t\,.$$

Hierin iſt $\frac{s''}{t} = 1{,}9$ zu ſetzen, da in den Schraubenbolzen meiſt nicht beſſeres Material ſteckt, als in den Rundeiſen und Blechen, und es lauten demnach die obigen Bedingungen: Abſcherung kommt in Frage bei einſchnittigen Bolzen, wenn $d_{,,} \gtrless 2{,}4\ \delta$, bei zweiſchnittigen Bolzen, wenn $d_{,,} \gtrless 1{,}2\ \delta$. Iſt $d_{,,}$ gröſser, ſo iſt in beiden Fällen auf Lochlaibungs-Druck zu rechnen.

Fig. 432.



227. Kreisförmiges Bolzenauge.

Das kreisförmige Bolzenauge (Fig. 432) wird in der Regel dadurch hergeſtellt, daſs man den voll mit s' beanſpruchten Rundeiſen-Durchmeſſer d_r in ein Achteck der Maulweite $\delta = 1{,}1\ d_r$, dieſes in ein Quadrat der Seite $\delta = 1{,}1\ d_r$ und dieſes in das kreisförmige Auge der Randſtärke b und des Augendurchmeſſers $d_{,,}$ übergehen läſſt.

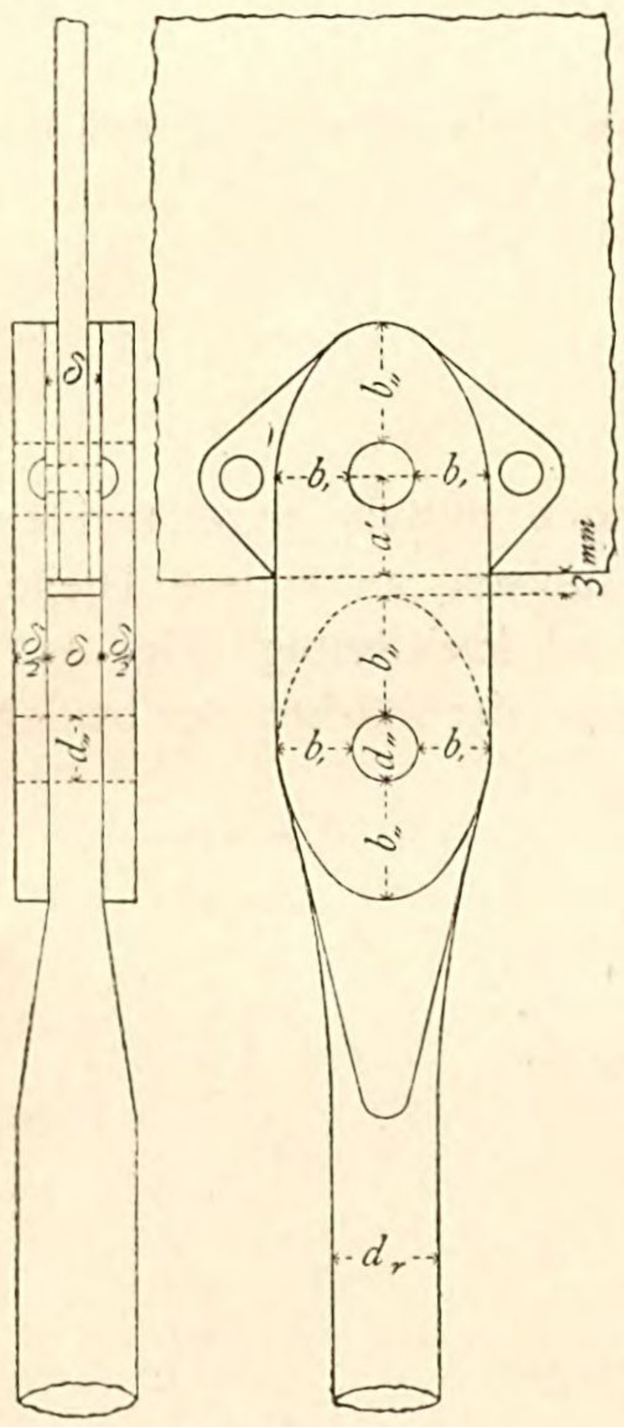
Bezeichnet, wie früher, s' die zuläſſige Zugſpannung, t die zuläſſige Scherſpannung im Rundeiſen, Verbindungsbolzen und Anſchluſsbleche, ſo kann man hier $\frac{s'}{t} = \frac{5}{4}$ ſetzen; wie früher iſt auch im vorliegenden Falle der Lochlaibungs-Druck $s'' = 1{,}5\ s'$ anzunehmen. Der Augendurchmeſſer muſs nun ſein:

$d_{,,} = 1{,}12\ d_r$ für einſchnittige Bolzen, wenn ſich $d_{,,} \leqq 2{,}4\ \delta$, . . 126.
$d_{,,} = 0{,}79\ d_r$ für zweiſchnittige Bolzen, wenn ſich $d_{,,} \leqq 1{,}2\ \delta$, . . 127.
$d_{,,} = 0{,}52\ d_r \frac{d_r}{\delta}$ für einſchnittige Bolzen, wenn ſich $d_{,,} > 2{,}4\ \delta$ und für zweiſchnittige Bolzen, wenn ſich $d_{,,} > 1{,}2\ \delta$ 128.

ergiebt.

Im Bolzenauge ſelbſt iſt $\delta = 1{,}1\ d_r$; daher lautet für das Auge die Gleichung 128.: $d_{,,} = 0{,}48\ d_r$. Bei der Benutzung dieſer Formel iſt für δ ſowohl die Augenſtärke, wie andererſeits die Stärke des Theiles in Rückſicht zu ziehen, an welchen der Anſchluſs erfolgt.

Fig. 433.



Die Randbreite b des Auges iſt gleich $0{,}72\ d_{,,}$ zu machen. Sollte irgend wo an die Rundeiſenſtange ein Schraubengewinde angeſchnitten ſein, ſo iſt als d_r der innere Gewindedurchmeſſer d' einzuführen, für den hier jedoch nicht, wie in Gleichung 117., die zuläſſige Zugſpannung auf 600 kg pro 1 qcm ermäſsigt zu werden braucht.

In vielen Fällen ergiebt ſich für das kreisförmige Auge nach Fig. 432 eine Stärke δ, welche erheblich gröſser iſt, als die desjenigen Theiles, an welchen der Anſchluſs erfolgt; der Durchmeſſer $d_{,,}$ iſt dann nach der geringeren Stärke δ_1 dieſes Theiles zu bemeſſen und wirkt auf die Bildung des Auges äuſserſt ungünſtig ein. Man kann dann die Stärke δ im Anſchluſsbleche dadurch erreichen, daſs man daſſelbe durch einſeitiges oder zweiſeitiges Auflegen von Blechen um $\delta - \delta_1 = \delta_2$ verſtärkt, muſs aber dieſe Verſtärkungen mit dem Anſchluſsbleche vor Auflegen des Auges oder ſeiner Laſchen mit einer Anzahl von Nieten verbinden, welche nach Gleichung 83. bis 85. (S. 142) aus der Kraftgröſse $\frac{P\,\delta_2}{\delta}$ zu ermitteln iſt; dieſe Niete ſind, ſo weit ſie ſich ganz oder zum Theile in der Auflagerfläche des Auges oder der Laſchen befinden, beiderſeits zu verſenken.

228. Gabelförmiges Doppelauge.

Der Anſchluſs ſolcher Theile ſoll ſtets zweiſeitig, nur bei ganz untergeordneten gering belaſteten Gliedern einſchnittig erfolgen. Unmittelbar läſſt ſich der doppelte Anſchluſs nur erreichen, wenn man ein gabelförmiges Doppelauge mit einem Schlitze gleich der Dicke des Anſchluſsbleches an die Stange ſchweiſst. Das Schmieden und Schweiſsen dieſer Gabelaugen iſt aber ſchwierig und theuer; es iſt deſshalb für Bau-

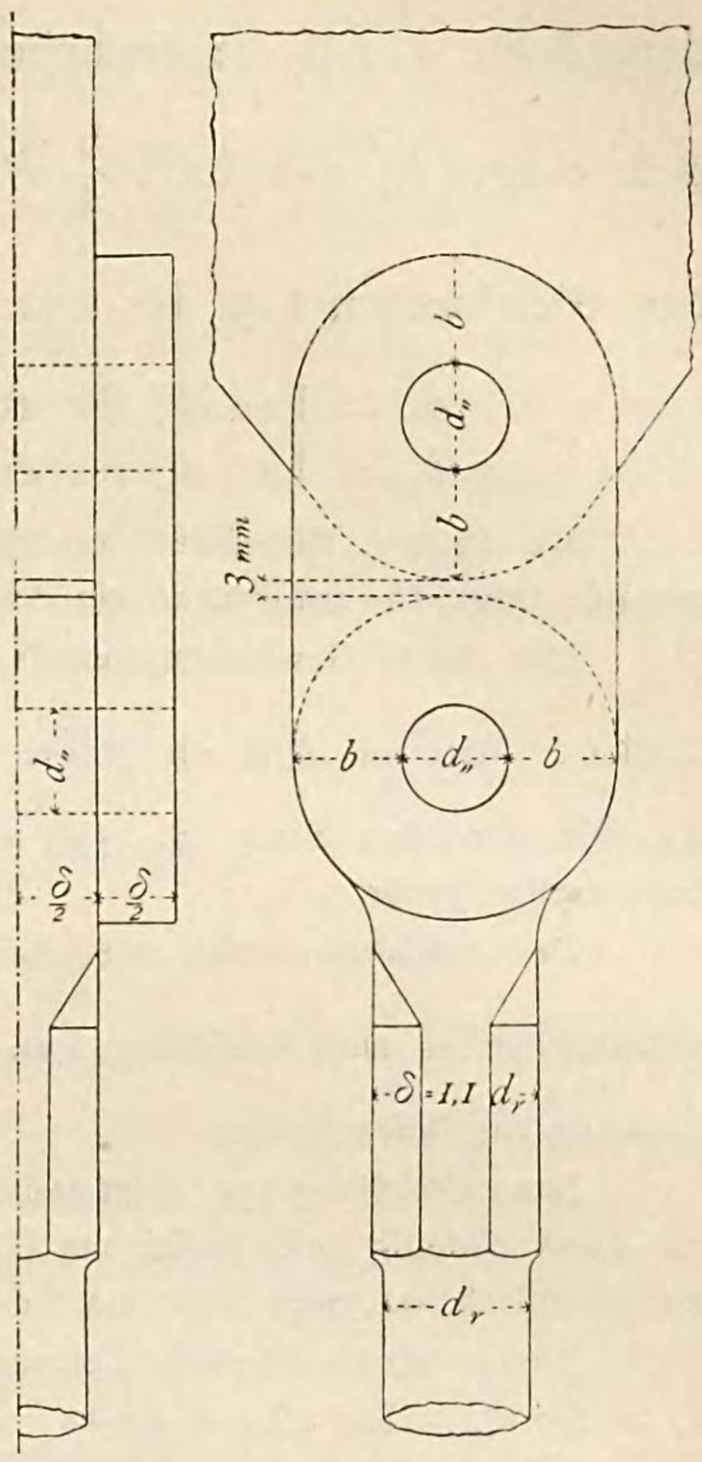
arbeiten dieſer Anſchluſs entweder zu koſtſpielig oder unſolide. Nur bei gegoſſenen Druckgliedern iſt die Verwendung dieſer complicirten Form zuläſſig; bei ſchmiedeeiſernen Theilen ſoll der Anſchluſs durch doppelte Laſchung erfolgen, wobei man die Laſchen mit der Stärke $\frac{\delta}{2}$ und nach der Form eines doppelten Auges (Fig. 433 u. 434) mit 3 mm Spielraum zwiſchen dem Stangenauge und dem Anſchluſsbleche ausbildet.

Häufig ſind auch derartige Anſchlüſſe, in denen ſich von der einen Seite die Augen zweier ſchwächeren, von der anderen das Auge einer ſtärkeren Zugſtange ohne Mittelglieder auf den Bolzen hängen.

Werden mehrere Glieder durch einen Bolzen verbunden, ſo iſt auch hier nach Maſsgabe des in Art. 203 (S. 140) zu Fig. 411 u. 412 Geſagten darauf zu achten, daſs die Biegungsſpannungen im Bolzen durch zweckmäſsige Anordnung der Theile zu einander thunlichſt klein gehalten werden.

Das elliptiſche Bolzenauge (Fig. 433) wird faſt immer verwendet, wenn es ſich um den Anſchluſs von Flacheiſen handelt, jedoch auch häufig in den Anſchlüſſen von Rundeiſen. In beiden Fällen wird das Auge meiſt durch Stauchen und Ausſchmieden erzielt. Da man aber beim Ausſchmieden bezüglich der Augendicke δ von der Dicke des Flach- oder Rundeiſens unabhängig iſt, ſo wird man ſie der Dicke des Anſchluſstheiles anzupaſſen ſtreben, ſie aber jedenfalls ſo bemeſſen, daſs der Gelenkbolzen von der Laſt P auf Lochlaibungs-Druck und Abſcherung in gleichem Maſse gefährdet wird. Man macht daher

Fig. 434.



229. Elliptiſches Bolzenauge.

$$d_{''} = 2\sqrt{\frac{P}{\pi\, t}} \quad \text{für einſchnittige Abſcherung,} \quad \ldots\ldots \quad 129.$$

$$d_{''} = \sqrt{\frac{2\,P}{\pi\, t}} \quad \text{für zweiſchnittige Abſcherung} \quad \ldots\ldots \quad 130.$$

und hiernach dann gemäſs

$$\delta\, d_{''}\, s'' = \frac{d_{''}^{\,2}\,\pi}{4}\, t \quad \text{für einſchnittige,}$$

$$\delta\, d_{''}\, s'' = 2\,\frac{d_{''}^{\,2}\,\pi}{4}\, t \quad \text{für zweiſchnittige Bolzen, bei } s'' = 1{,}9\, t,$$

$$\delta = 0{,}42\; d_{''} \quad \text{für einſchnittige Bolzen,} \quad \ldots\ldots \quad 131.$$

$$\delta = 0{,}83\; d_{''} \quad \text{für zweiſchnittige Bolzen} \quad \ldots\ldots \quad 132.$$

Sollte der Anſchluſstheil erheblich ſchwächer ſein als δ, etwa δ_1 ſtark, ſo muſs man ihn zunächſt wieder durch geſondert aufgenietete, thunlichſt beiderſeitige Zulagebleche der Geſammtſtärke $\delta_{''} = \delta - \delta_1$ verdicken. Nimmt man dieſe Verdickung des zu ſchwachen Anſchluſsbleches nicht vor, ſo muſs der Bolzendurchmeſſer auf Lochlaibungs-Druck im Anſchluſsbleche bemeſſen werden, und man erhält alsdann meiſt übermäſsig weite Augen.

Das Auge felbft wird nun meift fo geformt, dafs die Breite des Randes neben dem Auge b_1 auf die einfache Zugfpannung s' berechnet der Laft $\frac{3}{4} P$, die hinter dem Auge $b_{,,}$ der Laft $\frac{5}{4} P$ entfpricht. Es ergiebt fich dann unter Benutzung der Gleichungen 129. bis 132., bei $s' = \frac{5}{4} t$,

$b_1 = 1{,}12\ d_{,,}$ für ein- und zweifchnittige Bolzen, ... 133.

$b_{,,} = 1{,}87\ d_{,,}$ für ein- und zweifchnittige Bolzen . . . . . 134.

Beifpiel. Eine Kraft von 5000 kg foll durch ein Rundeifen, welches am einen Ende ein Schraubengewinde trägt, am anderen an ein Anfchlufsblech von 1 cm Stärke abgegeben werden.

Der innere Gewindedurchmeffer der Stange ift nach Gleichung 117., wenn dort wegen fehlender Torfion s' ftatt mit 600 mit 750 kg eingeführt wird, $d' = 0{,}2 + 2\sqrt{\frac{5000}{\pi \cdot 750}} = 3{,}12$ cm, wozu nach der *Witworth*'fchen Scala (S. 153) als nächft gröfseres das Rundeifen Nr. 13 mit $d_r = 3{,}9$ cm Brutto-Durchmeffer gehört.

Der Anfchlufs erfolgt zweifchnittig durch doppelte Lafchung; es mufs daher der Durchmeffer des Anfchlufsbolzens nach Gleichung 130. $d_{,,} = \sqrt{\frac{2 \cdot 5000}{3{,}14 \cdot 600}} = 2{,}3$ cm fein, wenn $t = 600$ kg Abfcherungsfpannung zugelaffen werden.

Nach Gleichung 132. folgt weiter $\delta = 0{,}83\ d_{,,} = 0{,}83 \cdot 2{,}3 = 1{,}9$ cm; es mufs alfo das Anfchlufsblech um 0,9 cm einfeitig oder beffer um 0,45 cm beiderfeitig verftärkt werden. Es foll $\delta = 2$ cm gemacht, das Anfchlufsblech auf jeder Seite um 0,5 cm verftärkt werden.

Weiter wird noch nach Gleichung 133. $b_1 = 1{,}12\ d_{,,} = 1{,}12 \cdot 2{,}3 = 2{,}6$ cm und nach Gleichung 134. $b_{,,} = 1{,}87\ d_{,,} = 1{,}87 \cdot 2{,}3 = 4{,}3$ cm.

Jede der beiderfeitig aufzulegenden Lafchen wird nun 1 cm ftark, und die Ausfchmiedung des Rundeifens in das glatte Auge mufs fo angeordnet werden, dafs mindeftens überall die volle Querfchnittsfläche eines Kreifes vom Durchmeffer $d' = 3{,}12$ cm vorhanden ift.

Die Kraft, welche aus jeder Verftärkung an das Anfchlufsblech abgegeben werden mufs, beträgt $\frac{5000 \cdot 0{,}5}{2} = 1250$ kg. Die für jede Verftärkung einfchnittigen Uebertragungsniete erhalten nach Gleichung 82. (S. 142) $d = 2 \cdot 0{,}5 = 1$ cm Durchmeffer, und ihre Anzahl ift nach Gleichung 83. $n = \frac{1250 \cdot 4}{1^2 \cdot 3{,}14 \cdot 750}$, wenn die Scherfpannung im Niete zu 750 kg pro 1 qcm gefetzt wird, alfo $n = 2$. Die für die zweite Verftärkung gleichfalls einfchnittigen, anderen Längenhälften diefer Bolzen bewirken dort den Anfchlufs, fo dafs 2 Niete zum Anfchluffe beider Verftärkungen genügen. Im verftärkten Anfchlufsbleche braucht der Bolzen nur um das aus Gleichung 103. (S. 145) folgende Mafs $a' = 2{,}3 \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{s''}{t'}\right)$ abzuftehen; für $\frac{s''}{t'} = 1{,}9$ ergiebt fich $a' = 2{,}3 \left(\frac{1}{2} + \frac{1{,}9}{2}\right) =$ rund $3{,}5$ cm. Die berechnete Anordnung ift in Fig. 433 dargeftellt.

Die Befeftigungsbolzen diefer Verbindungen ordnet man häufig ganz ohne Mutter, nur mit einem fchwachen durchgefteckten Splinte, welcher blofs das Herausfallen des Bolzens zu verhindern hat, an.

d) Keile und Splinte, Keil- und Splintverbindungen.

230. Keile und Splinte.

Der Unterfchied zwifchen Keilen und Splinten befteht darin, dafs Splinte keine Abfcherungsfpannung in Folge des Einfteckens oder Eintreibens erleiden, fondern nur nachträgliche Löfung der Verbindung verhindern, während Keile durch ihre Form beim Einfetzen in den verbundenen Theilen Spannungen erzeugen. Die regelmäfsige Querfchnittsform beider ift das Rechteck mit der gröfseren Seite in der Kraftrichtung; Splinte, welche überhaupt keine Spannungen erleiden, nur zufälliges

Löfen einzelner Theile verhindern ſollen, werden meiſt als kreisrunde Stifte ausgebildet. Die rechteckigen Splinte unterſcheiden ſich von den Keilen durch die Längenanſicht, welche bei erſteren rechteckig, bei letzteren des Keilanzuges wegen trapezförmig iſt; der Anzug beträgt gewöhnlich $^1/_{25}$ bis $^1/_{20}$ der Länge; nur wenn man eine ſelbſtthätige Löſung durch beſondere Vorkehrungen verhindert, macht man ihn gröſser, etwa $^1/_8$ bis $^1/_6$ der Länge.

Da ein einfacher Keil ſeiner Form wegen im rechteckigen Loche immer nur mit einer Kante anliegen kann und hier Zerſtörungen hervorruft, und da man dieſen Mangel aber auch durch entſprechend trapezförmig hergeſtellte Keillöcher nicht ganz beſeitigen kann, ſo verwendet man für ſchwere Conſtructionen gern Doppelkeile, welche ſtets parallele Kanten geben (Fig. 435), oder dreifache Keile, deren beide Aufsentheile die zu verbindenden Theile mit Naſen umfaſſen (Fig. 436). Es mufs dabei die Summe der Naſenbreiten kleiner ſein, als der kleinſte Abſtand zwiſchen den Aufsentheilen, da ſonſt die Aufsentheile nicht eingebracht werden können.

Fig. 435.

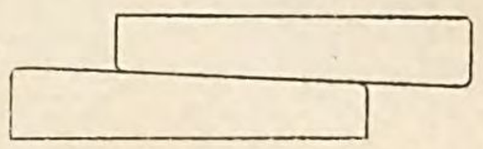
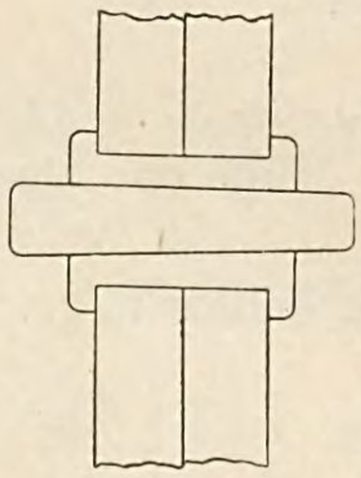


Fig. 436.



Bei mehrfachen Keilen nennt man die Theile, welche die zu verbindenden Stücke mit Naſen umfaſſen, Naſenkeile, den eigentlichen Treibkeil Setzkeil. Die Kanten des einen Keilſtückes, welche ſich auf der ſchrägen Fläche des anderen zu bewegen haben, rundet man etwas ab, damit kein Einfreſſen vorkommt.

Der rechteckige Querſchnitt der Keile und Splinte wird wohl beiderſeits nach einem Halbkreiſe abgerundet, damit die verbundenen Theile eben ſo beanſprucht werden, wie durch Niet- oder Schrauben- oder Befeſtigungs-Bolzen.

Um die Keile nachträglich nachziehen zu können, macht man die Keillöcher in den zu verbindenden Theilen etwas zu lang, ſo daſs ſie auf der unbelaſteten Seite nicht ganz am Keile anliegen.

Um ſelbſtthätiges Löſen der Keile zu verhindern, ſteckt man bei einfachen Keilen einen Splint durch ein Bohrloch am dünnen Ende oder durch die verbundenen Theile und den Keil gemeinſam, in welchem Falle man behufs Erleichterung ſpäteren Nachziehens auch eine kleine Druckſchraube verwenden kann. Doppelkeile und dreifache können ſich nicht löſen, wenn die Theile nachträglich feſt mit einander verbunden werden.

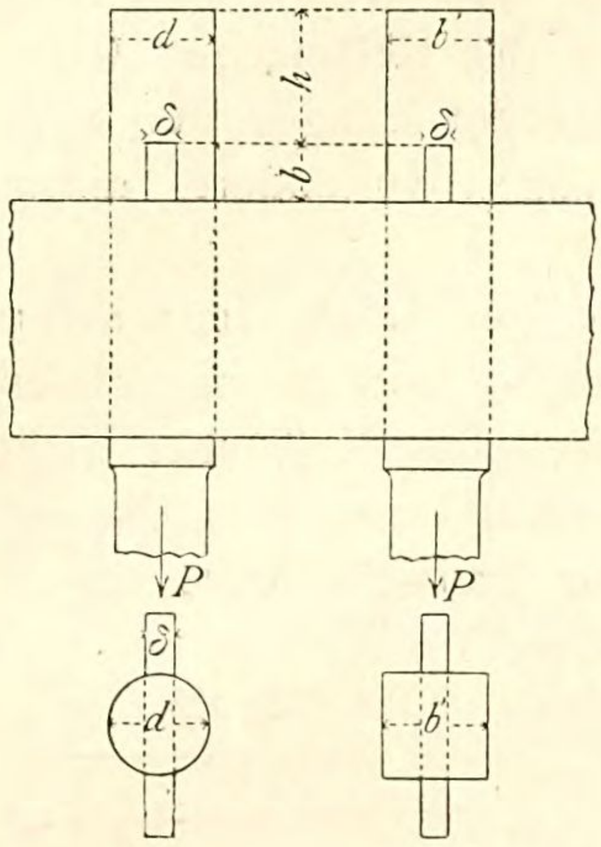
231. Berechnung der Keile und Splinte.

Rechteckige Keile, bezw. Splinte vorausgeſetzt, mufs unter dem Zuge P die Stange neben dem Keile eben ſo leicht abreiſsen, wie die beiden Keil-Endflächen, und eine der in den Keilflanken liegenden Ebenen im hinteren Stangenkopfe ab-, bezw. ausgeſchoren werden; ſchlieſslich darf der Lochlaibungs-Druck s'' hinter dem Keile das zuläſſige Maſs nicht überſchreiten. Die vorletzte Annahme macht man, weil die Keile ſelten ſo genau paſſen, daſs ſie mit ihrer ganzen Fläche gleichmäſsig im Loche anliegen; meiſt mufs eine Kante die Laſt vorwiegend tragen.

Es ſei, wie früher, t die zuläſſige Scherſpannung im Keile und in der Stange, s' die zuläſſige Zugſpannung in letzterer. Für das Rundeiſen (Fig. 437) ergeben ſich folgende 4 Gleichungen:

$$\left(\frac{d^2\,\pi}{4} - d\,\delta\right) s' = P, \quad 2\,b\,\delta\,t = P, \quad d\,h\,t = P \quad \text{und} \quad d\,\delta\,s'' = P;$$

Fig. 437. Fig. 438.



daraus folgt:

$$\left.\begin{aligned} \delta &= \frac{1}{2}\sqrt{\frac{P\pi}{s''}\,\frac{1}{1+\frac{s''}{s'}}}\,, \\ d &= 2\sqrt{\frac{P}{\pi\, s''}\left(1+\frac{s''}{s'}\right)}\,, \\ b &= \sqrt{\frac{P}{\pi\, t}\,\frac{s''}{t}\left(1+\frac{s''}{s'}\right)}\,, \\ h &= \frac{1}{2}\sqrt{\frac{P\pi}{t}\,\frac{s''}{t}\,\frac{1}{1+\frac{s''}{s'}}}\,. \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad 135.$$

Soll z. B. eine eiſerne Stange mittels eiſernen Keiles 3500 kg tragen, ſo iſt $\frac{s''}{t} = 1{,}9$ und $\frac{s''}{s'} = 1{,}5$ zu ſetzen, und macht man $s' = 800$ kg, ſo iſt $t = 640$ und $s'' = 1200$ kg. Gleichung 135. liefert alsdann folgende Werthe:

$$\delta = 0{,}95\text{ cm},\quad d = 3{,}03\text{ cm},\quad b = 2{,}88\text{ cm}\quad\text{und}\quad h = 1{,}81\text{ cm},$$

welche für die Ausführung abgerundet werden.

Für das Quadrateiſen (Fig. 438) lauten die Gleichungen:

$$b'\,(b'-\delta)\,s' = P,\quad 2\,b\,\delta\,t = P,\quad b'\,h\,t = P\quad\text{und}\quad b'\,\delta\,s'' = P,$$

und daraus folgt:

$$\left.\begin{aligned} \delta &= \sqrt{\frac{P}{s'+s''}\,\frac{s'}{s''}}\,, & b' &= \sqrt{P\,\frac{s'+s''}{s'\,s''}}\,, \\ b &= \frac{1}{2}\sqrt{\frac{P}{s'}\,\frac{s'+s''}{t}\,\frac{s''}{t}}\,, & h &= \sqrt{\frac{P}{s'+s''}\,\frac{s'}{t}\,\frac{s''}{t}}\,. \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad 136.$$

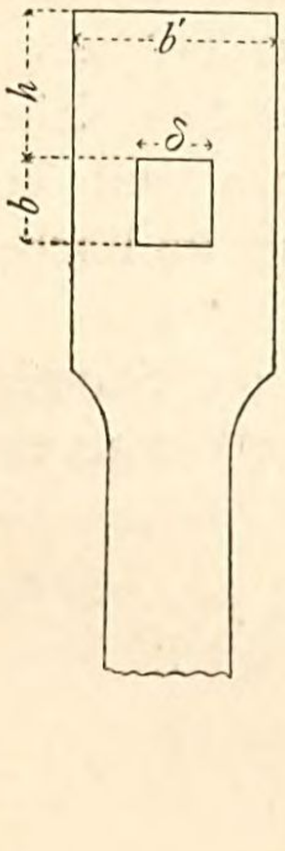
Für obiges Beiſpiel giebt Gleichung 136. die Werthe:

$$\delta = 1{,}08\text{ cm},\quad b' = 2{,}7\text{ cm},\quad b = 2{,}56\text{ cm}\quad\text{und}\quad h = 2{,}08\text{ cm}.$$

Meiſtens wird man die Enden der Eiſen vor Herſtellung des Loches behufs Ausführung obiger Maſse etwas anſtauchen, ſo daſs die Abmeſſungen d und b' nicht in der ganzen Stange durchgeführt zu werden brauchen, ſondern auf die der Fläche $\frac{P}{s'}$ entſprechenden Maſse vermindert werden können (Fig. 437 u. 438).

Für das Flacheiſen (Fig. 439) des Querſchnittes $\frac{P}{s'}$ und der Dicke δ' ergeben

Fig. 439.



ſich die Maſse im Keilanſchluſſe aus den 4 Gleichungen:

$$(b'-\delta)\,\delta'\,s' = P,\quad 2\,b\,\delta\,t = P,\quad h\,\delta'\,t = P\quad\text{und}\quad \delta\,\delta'\,s'' = P,$$

woraus folgt:

$$\delta = \frac{P}{s''\,\delta'},\quad b' = \frac{P}{\delta'}\,\frac{s'+s''}{s'\,s''},\quad b = \frac{\delta'}{2}\,\frac{s''}{t},\quad h = \frac{P}{t\,\delta'}\quad\ldots\quad 137.$$

Soll z. B. eine Flacheiſenſtange von $\delta' = 1{,}5$ cm Dicke eine Laſt von 5000 kg bei den obigen Spannungsverhältniſſen tragen, ſo wird nach Gleichung 137. $\delta = 2{,}74$ cm, $b' = 7$ cm, $b = 1{,}43$ cm und $h = 5{,}2$ cm. Die Stangenbreite ſelbſt iſt $\frac{5000}{800\,.\,1{,}5} = 4{,}2$ cm.

Es wird nun nach dieſen Gleichungen für gleiche Sicherheit in allen Theilen für Flacheiſen faſt regelmäſsig, für Rund- und Quadrateiſen häufig die Keilbreite b ſo gering, daſs man ſie für die Aus-

führung über das berechnete Mafs hinaus vergröfsern mufs; es ſind dann alle anderen Mafse beizubehalten; der ganze Anſchluſs iſt aber um das Mafs, das dem theoretiſchen b zugeſetzt wurde, zu verlängern.

Die Vergröfserung von b wird immer nöthig bei Doppelkeilen und dreifachen Keilen, weil ſonſt die einzelnen Theile unausführbar geringe Breitenabmeſſungen erhielten. Man macht

$$b = 3\,\delta \text{ bis } 4\,\delta \text{ für Doppelkeile und}$$
$$b = 4\,\delta \text{ bis } 5\,\delta \text{ für dreifache Keile.}$$

Selbſtverſtändlich mufs der Keil an beiden Seiten des angeſchloſſenen Theiles ſo viel Auflagerlänge haben, dafs auch hier der zuläſſige Flächendruck auf den ſtützenden Theilen nicht überſchritten wird.

Sehr häufig werden Keilanſchlüſſe, namentlich mit abgerundeten Keilen, auch nach den zu Fig. 432 bis 434 gegebenen Regeln ausgeführt, indem man die Augen um ſo viel verlängert, wie die Keillänge b den zu den Figuren gehörenden Bolzendurchmeſſer d'' übertrifft.

2. Kapitel.

Verlängerung von Eiſentheilen.

232. Allgemeine Regeln.

Die Verlängerung von Eiſentheilen kommt hier nur für Schmiedeeiſen-Conſtructionen in Frage.

Die Verlängerung einfacher Querſchnitte in Schmiedeeiſen iſt zum Theile bereits bei den Verbindungen durch Niete (Fig. 407 bis 410), Schrauben (Fig. 433 u. 434) und Keile (Fig. 437 bis 439) behandelt worden, da alle dort für Anſchlüſſe an anderweitige Theile gegebenen Formen auch für den Zuſammenſchluſs gleichartiger Theile verwendet werden können.

Die bei Verlängerungen zu beobachtenden allgemeinen Regeln ſind folgende:

1) Die Mittelkraft aller Spannungen mufs in ſämmtlichen Theilen der Verbindung in die Schwerpunktsaxe der verbindenden und verbundenen Theile fallen.

2) Derjenige Querſchnitt der verlängerten, bezw. verbindenden Theile, welcher durch die bei faſt allen Verbindungen nöthige Lochung am meiſten geſchwächt iſt, mufs auch den vom ganzen Gliede verlangten Sicherheitsgrad beſitzen. Es mufs daher entweder das ganze Glied um die Verſchwächung in der Verbindung mit Rückſicht auf das bei den Nietungen (in Art. 200, S. 138 u. 216, S. 148) Geſagte verſtärkt werden, oder man mufs dem Theile ein beſonders geformtes Verbindungsglied anſchweifsen oder anſtauchen, wie in Fig. 433, 434, 437 u. 438.

3) Die verbindenden Theile: Niete, Schrauben, Keile etc., ſollen in ſich auf Abſcherung, Biegung und Lochlaibungs-Druck denſelben Sicherheitsgrad beſitzen, wie die verbundenen Theile an der ſchwächſten Stelle. Bezeichnet s'_a die zuläſſige Normalſpannung in den verbundenen Theilen und etwaigen Laſchen, s'_b in den verbindenden, s'' den zuläſſigen Lochlaibungs-Druck, t die zuläſſige Scherſpannung in den verbindenden, t' in den verbundenen Theilen und Laſchen, ſo kann man nach den gemachten Erfahrungen folgende Verhältniſſe dieſer Spannungsgröfsen einführen, wenn die verbindenden Theile als aus beſonders gutem Materiale hergeſtellt angenommen werden:

$$\frac{s'_b}{s'_a} = 1{,}25\,, \quad \frac{t}{s'_a} = 1\,, \quad \frac{t'}{s'_a} = 0{,}8 \quad \text{und} \quad \frac{s''}{s'_a} = 1{,}5. \quad . \quad . \quad . \quad 138.$$

4) Die verbundenen Theile müſſen hinter der Lochung für die verbindenden noch ſtark genug ſein, um nicht auszureiſsen, bezw. ausgeſchert zu werden.

5) Bei Verlängerung gedrückter Glieder rechnet man ſelten auf Kraftübertragung durch Flächendruck; meiſt macht man die verbindenden Theile, wie bei Zug, ſtark genug zur Uebertragung der ganzen Kraft.

Nach dieſen Regeln laſſen ſich die Verlängerungen eintheiliger Querſchnitte unter Benutzung der im vorhergehenden Kapitel gegebenen Formeln ſtets ausführen.

Nietverbindungen kommen hauptſächlich bei Verlängerung von Flacheiſen, Profileiſen und Eiſentheilen zuſammengeſetzten Querſchnittes, Keile faſt nur bei Verlängerung von Flacheiſen, Schrauben bei Verlängerung von Rundeiſen zur Anwendung. Bei Flacheiſen ſind früher vielfach, gegenwärtig ſeltener auch noch andere Verbindungsweiſen benutzt.

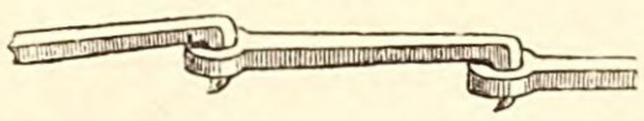
a) Verlängerung von Flacheiſen und Rundeiſen.

233. Verlängerung von Flacheiſen.

Für die Verlängerung von Conſtructionstheilen, die aus Flacheiſen gebildet ſind, werden hauptſächlich die nachſtehenden Mittel verwendet.

1) Klammerverbindung (Fig. 440[85]). Eine nach Art der Holzklammern (ſiehe Art. 121, S. 96) geſtaltete Klammer bewirkt die Vereinigung der beiden zu verbindenden Theile; an einem der letzteren iſt ein Haken, am anderen ein Auge angeſchmiedet; eben ſo iſt die Klammer am einen Ende mit einem Haken, am anderen mit einer Oeſe verſehen[86]).

Fig. 440.



2) Splintverbindung, deren Anordnung aus Fig. 441 u. 442[85]) ohne Weiteres erſichtlich iſt.

Fig. 441.

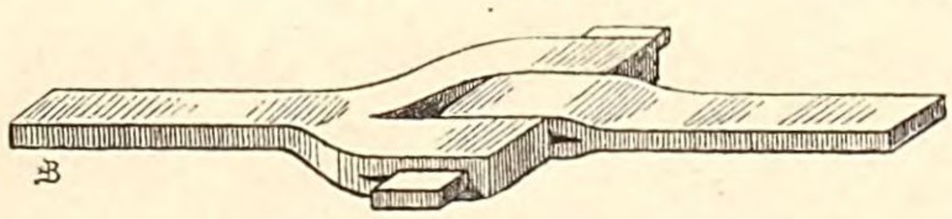


Fig. 442.

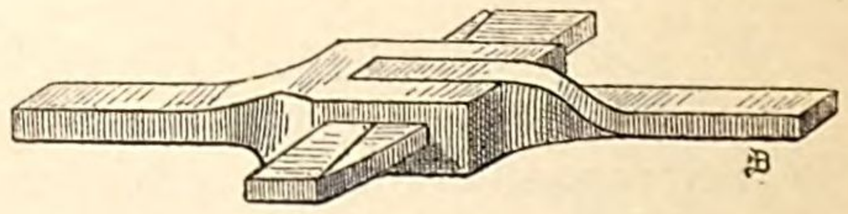


Fig. 443.

3) Gelenkbolzen- oder Charnier-Verbindung (Fig. 443), deren Bolzen mit oder ohne Schraubengewinde gebildet iſt.

4) Keil-, bezw. Splintverbindung unter Zuhilfenahme von Ringen. An die Enden der zu verbindenden Theile werden Naſen angeſchmiedet; die in entgegengeſetztem Sinne angeordneten Naſen werden in der durch Fig. 444 u. 445[85]) veranſchaulichten Weiſe

Fig. 444.

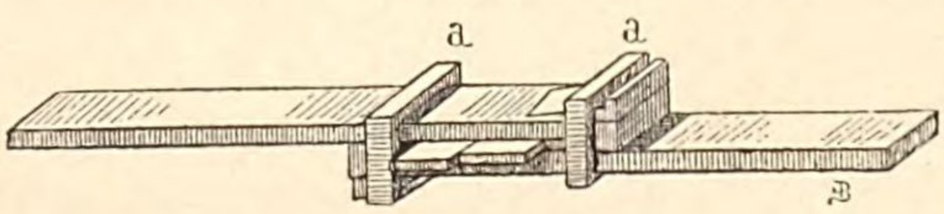
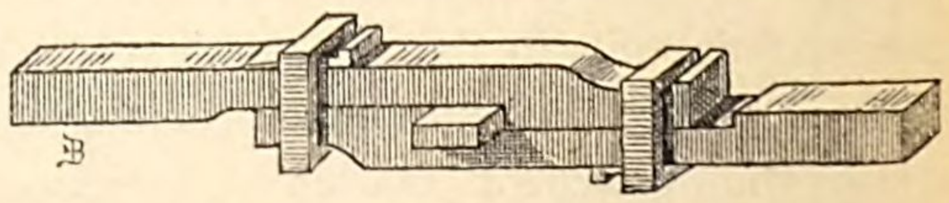


Fig. 445.



85) Facſ.-Repr. nach: *Gazette des arch.* 1873, S. 76 u. 77.

86) Dieſe Verbindungsweiſe iſt von *Pierre de Montereau* in der *Sainte-Chapelle* zu Paris in Anwendung gekommen die Verbindungsklammern ſind nach Art der Ketten in gröſserer Zahl an einander gereiht.

an einander gelegt und durch Keile, bezw. Splinte aus einander gehalten; zwei eiſerne Ringe *a* haben die Löſung der Verbindung zu verhüten.

Bei den in Fig. 444 u. 445 dargeſtellten Verbindungen ſind noch beſondere Hilfsſtücke erforderlich; wo Keile in Anwendung ſind, iſt ein Anſpannen des betreffenden Conſtructionstheiles möglich.

Fig. 446.

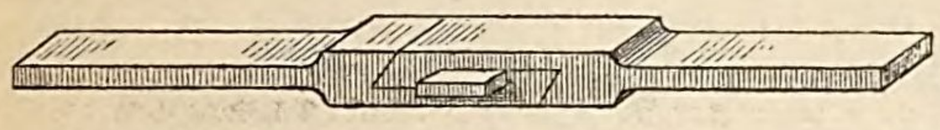
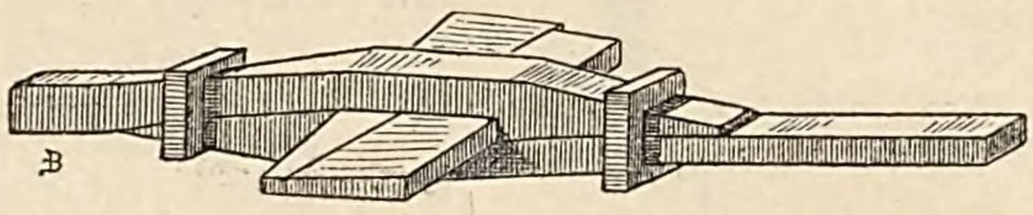


Fig. 447.



5) Verzahnung (Fig. 446 u. 447[85]). Auch hier wird häufig das Umlegen von zwei Eiſenringen um die Verbindungsſtelle nothwendig.

6) Vernietung. Bei Verlängerung von Flacheiſen kommt der einſeitige oder doppelte Anſchluſs, bezw. die einfache oder doppelte Verlaſchung (ſiehe Art. 212 bis 215, S. 146 bis 148) zur Verwendung.

Dieſe Verbindungen ſind bis auf die unter 6 angeführten Vernietungen den altgewohnten Holzverbindungen nachgebildet, deren Geſtalt ſie gröſstentheils mit unweſentlichen Veränderungen beibehalten haben. Sie können heute als veraltet angeſehen werden, da ſie faſt durchweg durch die Verbindungen unter 6 und die im Nachfolgenden zu beſprechenden verdrängt ſind; nur die unter 3 angeführte Verbindung findet ſich noch häufig bei Thür-, Fenſter- und Kaſtenbeſchlägen. Der Grund des Verſchwindens dieſer früher meiſt verwendeten Verbindungen liegt darin, daſs ihre Form dem Weſen des Eiſens wenig entſpricht und daher hohe Herſtellungskoſten verurſacht.

Die geſchweiſsten Augen, wie in Fig. 441, ſind wegen der Schweiſsung unzuverläſſig; eben ſo bedingen Gabelungen, wie in Fig. 441 u. 442, ganz beſonders ſorgfältige Herſtellung, und die in Fig. 441, 442, 444, 445, 446 u. 447 verwendeten Einſchnitte für Keile ſind in der erforderlichen Geſtalt nur mittels der Feile herzuſtellen, daher vergleichsweiſe ſehr theuer.

234. Verlängerung von Rundeiſen.

Sollen Conſtructionstheile, die aus Rundeiſen gebildet ſind, verlängert werden, ſo kann dies im Weſentlichen in dreifacher Weiſe geſchehen:

1) Der eine der zu verbindenden Theile wird in eine Oeſe, der andere in einen Haken ausgeſchmiedet, welch letzterer nach Art der Kettenhaken geſtaltet wird (vergl. Fig. 440).

2) Man benutzt die im vorhergehenden Kapitel (unter c) vorgeführten Bolzenverbindungen bei doppeltem Anſchluſs oder doppelter Laſchung (ſiehe Art. 226 bis 229, S. 155 bis 158).

3) Es wird ein ſog. Spannſchloſs (Fig. 448) angewendet. Daſſelbe beſteht aus zwei vereinigten Muttern mit Gegengewinde, welche die mit Gewinde verſehenen Enden von zwei Rundeiſenſtangen aufnehmen und durch ſtarkes Anziehen die Erzielung von Anfangsſpannungen in ſolchen Theilen geſtatten, von denen man Straffheit ſchon vor der Belaſtung verlangt.

Fig. 448.

b) Verlängerung von Profileiſen und Eiſentheilen zuſammengeſetzten Querſchnittes.

235. Verlängerung von Profileiſen.

Für Conſtructionstheile, die aus einzelnen oder mehreren Profileiſen beſtehen, kommen faſt ausſchlieſslich Vernietungen in Frage. Es kommen zur Anwendung:

Fig. 449.

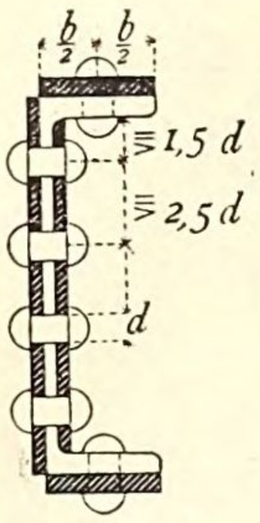
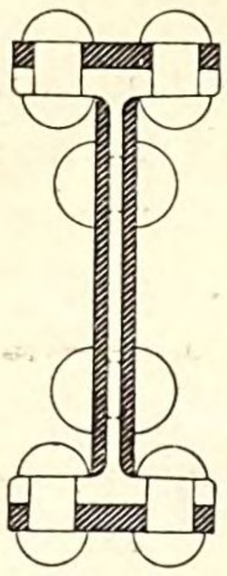


Fig. 450.



1) Für Winkeleifen die bereits in Art. 218 (S. 149) angegebenen Lafchungen.

2) Kreuzeifen werden durch doppelte Verlafchung eines jeden der 4 Schenkel verbunden; dieſes Verfahren iſt unbequem und felten.

3) ⊏-Eifen werden mittels doppelter Lafchung des Steges und einfacher Lafchung der Flanfche geſtofsen (Fig. 449).

4) Das I-Eifen wird wie das ⊏-Eifen geſtofsen (Fig. 450).

5) Das T-Eifen wird mittels doppelter Lafchung des Steges und einfacher äufserer Lafchung des Flanfches geſtofsen; im Uebrigen wird dieſer Stofs ſelten nothwendig.

6) Das Z-Eifen wird wie die vorhergehenden geſtofsen; es hat indefs der Stofs von Z-Eifen meiſt nur als Auflager des einen Stückes zu dienen und befchränkt ſich dann auf die doppelte Lafchung des Steges.

236. Berechnung dieſer Verbindungen.

Bei der Berechnung dieſer Verbindungen ſind folgende Punkte im Auge zu behalten.

Die Berechnung darf nicht für den Querſchnitt im Ganzen aufgeſtellt, ſondern mufs für jeden Theil (Steg, Flanſch etc.) geſondert durchgeführt werden, damit nicht die Verbindung in einem Theile zu ſtark, im anderen zu ſchwach wird. Die Verbindungstheile (Niete, Bolzen, Keile) müſſen in gleichartigen Theilen des Querſchnittes in dieſelbe Schnittebene, in verſchiedenen Theilen können ſie in verſchiedene Schnittebenen gebracht werden, damit der Querſchnitt, ſo weit als möglich, durch die Lochung keine Schwerpunktsverlegung erfährt. Beim T-, ⊏- und L-Eifen iſt dies nicht immer durchzuführen.

Liegt der Stofs in einem gedrückten Theile, welcher wegen des erforderlichen Widerſtandes gegen Zerknicken eine Verſtärkung gegenüber dem nur auf Druck nöthigen Querſchnitte erfahren hat, in der Nähe der Mitte, ſo mufs die Verbindung unter Zugrundelegung des voll belaſtet gedachten, verſtärkten Querſchnittes berechnet werden; liegt der Stofs aber in der Nähe des Endes, wo die Gefahr des Zerknickens gering iſt, ſo braucht die Verbindung nur auf die gleichförmig über den ganzen Querſchnitt vertheilt gedachte, wirklich vorhandene Drucklaſt bemeſſen zu werden (vergl. Art. 200, S. 138).

Für Theile, welche Spannungswechſeln ausgeſetzt und daher nach den neueren Methoden mit Rückſicht auf die *Wöhler*'ſchen Verſuchsergebniſſe[87]) bemeſſen ſind, empfiehlt es ſich, gleiche Spannungsermäfsigungen auch in den Verbindungen eintreten zu laſſen. Dies geſchieht von ſelbſt, wenn man die Verbindungstheile nicht mit abſoluten Spannungswerthen, ſondern, vom verſchwächten Querſchnitte der zu verbindenden Theile ausgehend, mit den Verhältnifszahlen der Spannungswerthe in Gleichung 138. (S. 162) berechnet.

Uebrigens zeigt Fig. 450 ganz beſonders deutlich, wie ungünſtig ſolche Profile durch Stöfse beeinflufst werden. Obwohl für den Flanſch beſonders dünne Niete benutzt ſind, iſt doch faſt der ganze Flanſch durch die Löcher beſeitigt, und die Köpfe der Flanſchniete ſind ſo nahe an die Steglaſchen gerückt, dafs ſie kaum ausgebildet werden können. Man thut daher gut, Verlängerungen ſolcher Profileifen ganz zu vermeiden.

---

87) Siehe Theil I, Bd. 1 dieſes »Handbuches«, Art. 283 (S. 248).

Für die zuſammengeſetzten Querſchnitte gelten ſowohl die allgemeinen, wie auch die für mehrtheilige Profile im Vorſtehenden gegebenen Regeln.

237. Verlängerung zuſammengeſetzter Querſchnitte.

Man legt zwiſchen die Theile zuſammengeſetzter Querſchnitte gern offene Schlitze von ſolcher Breite, daſs an den Stoſsſtellen entſprechend ſtarke Laſchen für die inneren Theile direct auf dieſe eingelegt werden können. Dieſe Methode führt zu bequemen und gut wirkenden Verbindungen, hat aber den weſentlichen Nachtheil, daſs die engen, langen Schlitze nicht genügend gereinigt und im Anſtriche erhalten werden können. Bei Theilen, welche der Witterung oder Feuchtigkeit (z. B. Dampf) ausgeſetzt ſind, ſieht man daher von dieſer bequemen Anordnung zweckmäſsiger Weiſe möglichſt ab.

Von weſentlichem Einfluſſe auf die Stoſsanordnungen iſt die Frage, ob man alle Theile des ganzen Querſchnittes in einer und derſelben Ebene oder ob man einzelne Gruppen der Theile in verſchiedenen Ebenen ſtützt, d. h. ob man ſog. Univerſalſtöſse oder verſetzte Stöſse anordnet.

Die Verwendung des Univerſalſtoſses hat den Vortheil, daſs die zwiſchen zwei Stöſsen liegenden Gliedtheile in der Fabrik vollkommen fertig geſtellt werden können, ſo daſs bei der Aufſtellung nur die Stoſsverbindungstheile einzufügen ſind; allein das Durchſchneiden aller Theile an einer Stelle iſt der gleichmäſsigen Widerſtandsfähigkeit aller Querſchnitte des betreffenden Bautheiles beſonders ſchädlich.

Hat man die Stöſse verſetzt, ſo können die überragenden Enden der Gruppen erſt nach dem Zuſammenlegen verbunden werden; es ergiebt ſich alſo viel Arbeit auf der Bauſtelle ſelbſt, aber zugleich eine gleichmäſsigere Widerſtandsfähigkeit.

Univerſalſtöſse wird man demnach anbringen, wenn es ſich um ſchnelle und bequeme Aufſtellung handelt, namentlich dann, wenn an beſtimmten Stellen der Glieder verminderte Feſtigkeit zuläſſig erſcheint oder leicht eine Verſtärkung durch anderweitige Conſtructionstheile (z. B. groſse und ſtarke Knotenbleche) erzielt werden kann; verſetzte Stöſse dagegen, wenn es bei langen Conſtructionstheilen auf thunlichſt gleichmäſsige Feſtigkeit in allen Querſchnitten in erſter Linie ankommt und die nachträgliche Verbindung der überſtehenden Theile auf der Bauſtelle keine erheblichen Schwierigkeiten verurſacht.

Die einfacheren Formen zuſammengeſetzter Querſchnitte ſind die folgenden.

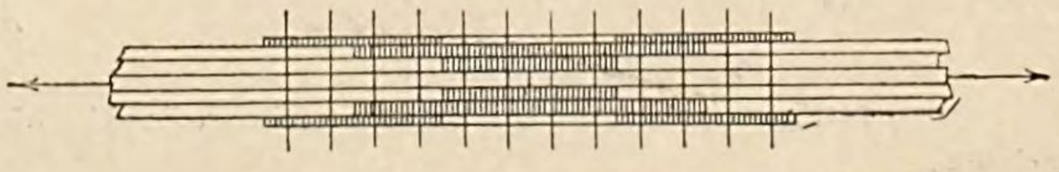
238. Einfachere Verlängerungen dieſer Art.

1) Das mehrfache Flacheiſenband. Iſt ein Schlitz darin vorhanden, ſo erfolgt die Verbindung durch eine eingelegte Laſche; bei Univerſalſtoſs muſs der Schlitz die doppelte Stärke des einzelnen Bandes haben, bei verſetztem Stoſse die einfache. Bei verſetztem Stoſse muſs ſelbſtverſtändlich zwiſchen den beiden Stoſsſtellen die Zahl der für den Stoſs nöthigen Verbindungstheile (Niete, Bolzen) doppelt vorhanden ſein.

Iſt kein Schlitz angeordnet, ſo erfolgt die Verbindung für Univerſalſtoſs durch beiderſeits, für verſetzten Stoſs durch einſeitig aufgelegte Laſchen von der Stärke der Bänder.

Soll von mehreren unmittelbar auf einander liegenden Bändern eines der inneren geſtoſsen werden, ſo muſs man die Stoſslaſche ein- oder zweiſeitig auf die äuſserſten Bänder legen. Man hat ſich dann aus den nicht geſtoſsenen Bändern das in Fig. 451 veranſchaulichte Laſchen-Syſtem herausgeſchnitten zu denken, worin die Länge der eigentlichen Aufsenlaſchen nach jeder Seite des

Fig. 451.



Stofses fich aus derjenigen Anzahl von Verbindungstheilen ergiebt, welche einmal mehr diejenige Anzahl enthält, welche zur Uebertragung der im geftofsenen Bande wirkenden Kraft erforderlich ift, als Bänder zwifchen dem geftofsenen Bande und der Lafche liegen; in Fig. 451 find 2 Nietreihen für die Kraftübertragung und 2 Platten zwifchen Stofs und Lafche angenommen; die Zahl der Nietreihen zu jeder Seite des Stofses beträgt alfo: $2\,(2 + 1) = 6$.

2) Der aus Profileifen und Blechen zufammmengefetzte T- und +-förmige Querfchnitt. Fig. 452 u. 453[88]) zeigen T-förmige Querfchnitte aus 2 Winkeleifen, und zwar Fig. 452 die Stofsanordnung für Univerfalftofs, wenn ein Schlitz angeordnet ift, Fig. 453, wenn diefer fehlt. Die Verbindung der Winkeleifen aufserhalb der Lafchen gefchieht in Fig. 452 durch Stehniete mit der Theilung $\leqq 15\,d$, in Fig. 453 durch Heftniete mit der Theilung $\leqq 8\,d$.

Fig. 452.

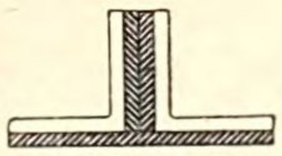


Fig. 453.

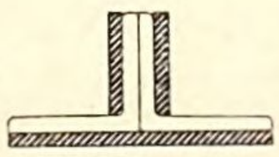


Fig. 454.

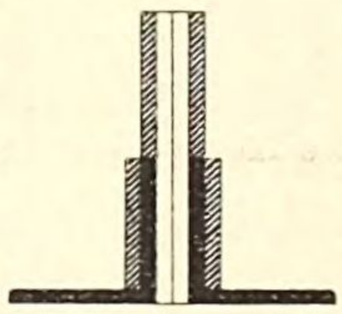


Fig. 455.

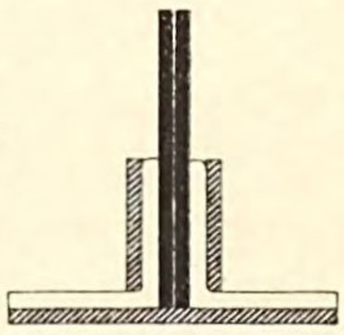


Fig. 456.

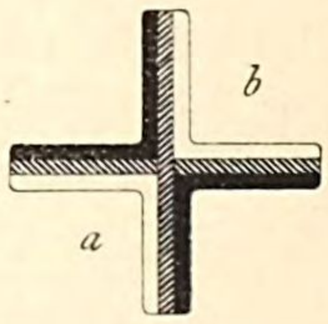


Fig. 457.

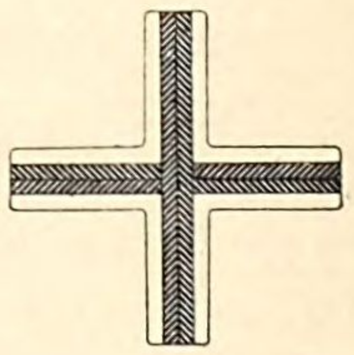


Fig. 458.

Fig. 459.

In Fig. 454 u. 455 find T-förmige Querfchnitte aus Winkeleifen und Blechen dargeftellt, bei denen der Univerfalftofs fehr unbequem werden würde. Fig. 454 zeigt den Stofs der Bleche, Fig. 455 den der Winkeleifen an verfetzter Stelle. Fig. 456 bis 459 geben die Anordnung einiger +-förmigen Querfchnitte aus 4 Winkeleifen; find Schlitze angeordnet, fo erfolgt die Verbindung der Winkeleifen unter einander durch wechfelweife Einlegung von Blechftreifen in den einen und den anderen Schlitz in Abftänden $\leqq 15\,d$; fehlen die Schlitze, fo werden Heftniete in Abftänden $\leqq 8\,d$ in den Schenkeln eines Winkeleifens verfetzt eingezogen. Im Befonderen ftellt Fig. 456 den verfetzten Stofs des +-förmigen Querfchnittes in den Winkeleifen *a* und *b* mit fchmalem Schlitze, Fig. 457 den Univerfalftofs deffelben bei breitem Schlitze, Fig. 458 den verfetzten Stofs eines gefchloffenen und Fig. 459 den Univerfalftofs eines halb gefchloffenen Kreuzquerfchnittes dar. Aus diefen Beifpielen folgen die übrigen Arten diefes Querfchnittes. Liegen Bleche zwifchen den Winkeleifen, fo ift Univerfalftofs oder verfetzter Stofs nach Fig. 458 anzuwenden.

Fig. 460.

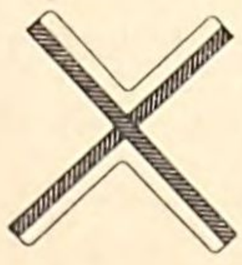


Fig. 461.

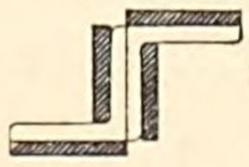
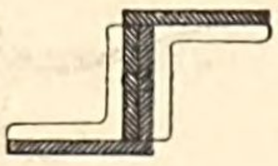


Fig. 462.



3) Der Kreuzquerfchnitt aus 2 Winkeleifen mufs ftets zwei Schlitze haben, da die Verbindung der Winkeleifen nur durch eingelegte Blechftäbe erfolgen kann. Es wird daher Univerfalftofs (Fig. 460) angeordnet.

4) Der Z-förmige Querfchnitt aus

[88]) In Fig. 452 bis 462 find durchlaufende Theile fchwarz gekennzeichnet, Lafchen fchraffirt, geftofsene Theile weifs gelaffen.

2 Winkeleiſen kann offen mit Stehnieten oder geſchloſſen mit Heftnieten angeordnet ſein. In beiden Formen erhält er am beſten Univerſalſtoſs (Fig. 462 u. 461).

239. Complicirtere Verlängerungen dieſer Art.

Nach dieſen einfachen Beiſpielen laſſen ſich auch complicirtere Querſchnitte behandeln. Bei dieſen iſt noch mehr, als bei den obigen mehrtheiligen Querſchnitten, die Regel von Wichtigkeit, daſs man den Querſchnitt für die Berechnung in ſeine einfachen Theile (Bänder, Platten, Winkelſchenkel, Stege und Flanſche von [-Eiſen etc.) zerlegen, für jeden den auf ihn entfallenden Antheil der den ganzen Conſtructionstheil beanſpruchenden Kraft ermitteln und auf dieſer Grundlage die Verbindung für jeden Theil für ſich berechnen ſoll. Rechnet man für gröſsere Gruppen von Querſchnittstheilen die nöthige Stärke der Verbindung im Ganzen aus, ſo wird man meiſt die Verbindung für einzelne Theile der Gruppe zu ſtark, für andere zu ſchwach ausbilden.

Sollen Theile von verſchiedener Querſchnittsgröſse vereinigt werden, ſo iſt die Verbindung auf den ſchwächeren einzurichten; denn da kein Theil mehr als die ſeinem Querſchnitte entſprechende Kraft tragen ſoll, ſo darf aus einem ſtärkeren Theile ſtets nur ſo viel Kraft an den ſchwächeren abgegeben werden, als dem Querſchnitte des letzteren entſpricht, und auf dieſe Abgabe braucht demnach die Verbindung nur bemeſſen zu ſein.

---

3. Kapitel.

Eckverbindung, Endverbindung und Kreuzung von Eiſentheilen.

240. Ueberſicht.

Die in dieſem Kapitel zu beſprechenden Verbindungen ſind ſo mannigfaltiger Art, daſs nur eine Reihe von Beiſpielen vorgeführt werden kann.

Die Berechnung dieſer Verbindungen erfolgt auf Grund der Regeln, welche für Vernietungen, Verſchraubungen und Keilverbindungen im 1. Kapitel gegeben wurden.

Die nachſtehenden Beiſpiele ſind nicht typiſche Formen; die gewählten Anſchlüſſe können meiſt auch für eine Reihe anderer Fälle ausgeführt, namentlich können meiſt die Niete durch Schrauben erſetzt werden.

a) Eck- (L-) Verbindungen.

241. Flacheiſen.

1) Verbindung zweier Flacheiſen (Fig. 463 bis 467). Bei der Verbindung in Fig. 463 iſt das eine der beiden Flacheiſen umgeſchmiedet und hierauf mit dem zweiten vernietet; dieſe häufig angewendete Rahmenverbindung iſt gegen Zug nur wenig widerſtandsfähig.

In Fig. 464 iſt zur Verbindung eine gebogene Laſche aufgelegt, ſo daſs die Innenſeite glatt bleibt; ſoll innen keine Unebenheit vorhanden ſein, ſo müſſen die Niete innen verſenkt werden. Die Laſche kann auch innen liegen (vergl. Fig. 478).

Fig. 463.

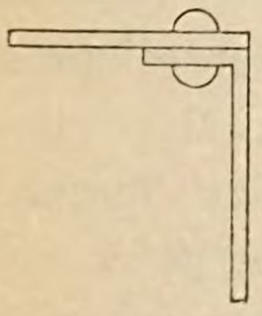


Fig. 464.

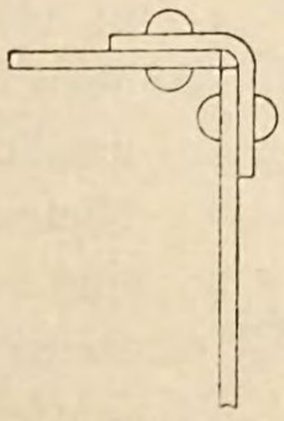


Fig. 465.

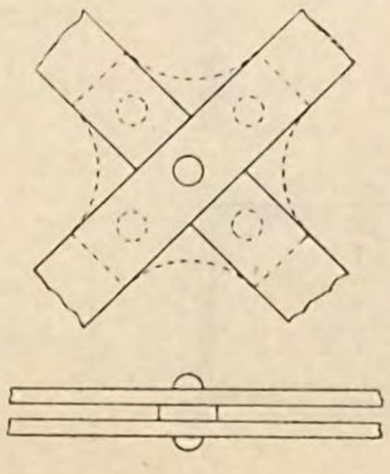
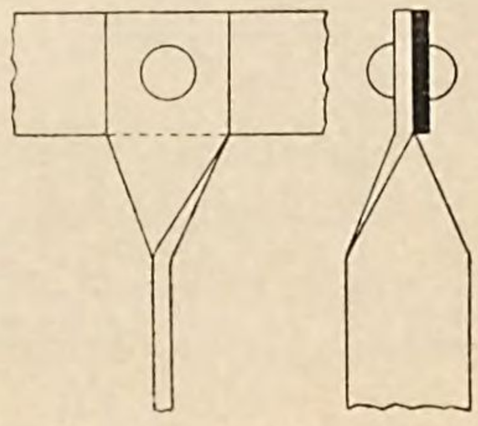


Fig. 466.



Flach liegende Eiſen können nach Fig. 465 verbunden werden; ſoll dabei Drehung um den einen Niet verhindert werden, ſo füge man zwiſchen die Flacheiſen ein Knotenblech ein, welches das Einſetzen eines zweiten Nietes in jedes Eiſen, wie z. B. in Fig. 472 u. 476, geſtattet. Werden hochkantig ſtehende Flacheiſen bloſs durch Niete verbunden, ſo wird ein Verdrehen des einen, bezw. beider, wie in Fig. 466, erforderlich.

Fig. 467.

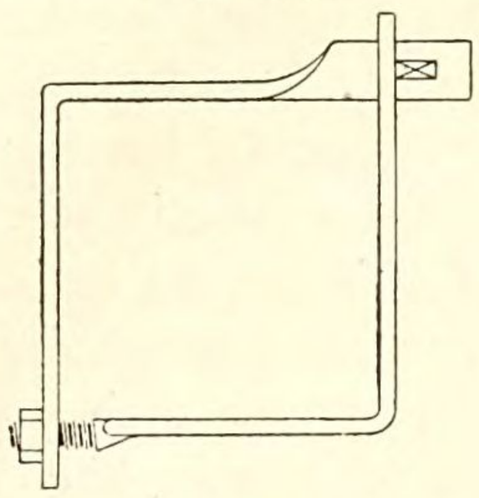
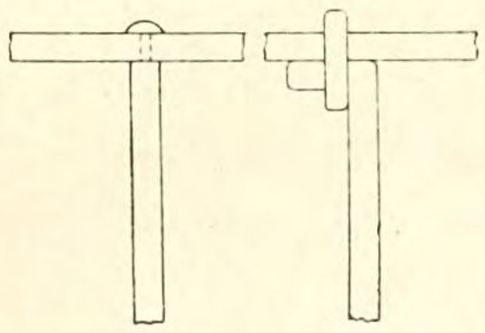


Fig. 467 zeigt die Eckverbindungen eines Klemmbandes für mehrtheilige Holzſtiele unter Verwendung von Keil- und Schraubenverbindung. Für Keile muſs das Band von vornherein entſprechend breit gewählt und verdreht werden; für Schraubengewinde wird ein Zuſammenſchweiſsen von Flach- und Rundeiſen nöthig.

Fig. 468. Fig. 469.



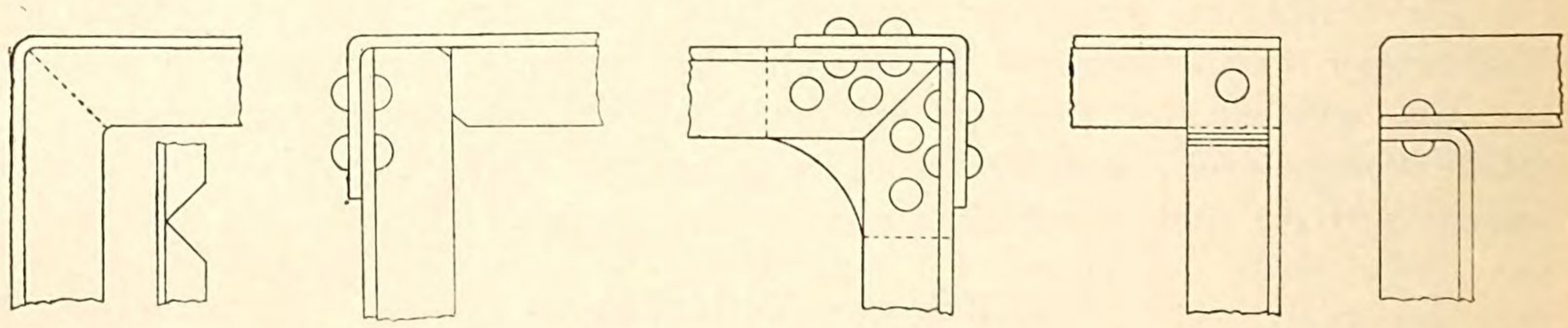
242. Quadrat- und Rundeiſen.

2) Für Quadrateiſen und Rundeiſen ſind Verbindungsarten in Fig. 468 u. 469 dargeſtellt, welche auch für T-Verbindungen brauchbar ſind. Soll die Ecke glatt ſein, ſo wird man ſie durch Umbiegen, bezw. Umſchmieden gerader Eiſen herſtellen.

243. L-Eiſen.

3) Winkeleiſen. Eine völlig glatte Ecke (Fig. 470) wird erzielt, wenn man aus dem einen Schenkel ein dem Eckenwinkel entſprechendes Dreieck herausſchneidet, den anderen umbiegt und die Fuge wieder zuſchweiſst. In Fig. 471 iſt der eine Schenkel ſo weit beſeitigt, daſs man den anderen zur Verbindung benutzen kann; die Verbindung wird aber wenig ſteif.

Fig. 470. Fig. 471. Fig. 472. Fig. 473. Fig. 474.



Eine beſſere Verbindung entſteht durch beſondere Laſchung jedes Schenkels mit zwei Blechen (Fig. 472), von denen das eine ausgeſchnitten, das andere umgebogen werden muſs; beide Laſchen ſind bequemer und beſſer auſsen, als innen anzubringen. Die Verbindung in Fig. 473 bedingt Kröpfung des einen Winkeleiſens, wenn beide in einer Ebene liegen ſollen, iſt übrigens nur zu brauchen, wenn Verdrehungen um die Axe des einen Nietes nicht zu fürchten ſind. Fig. 474 iſt zu verwenden, wenn ein innen glatter Rahmen gefordert

Fig. 475.

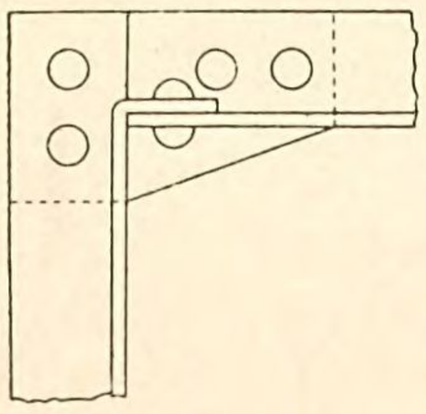


Fig. 476.

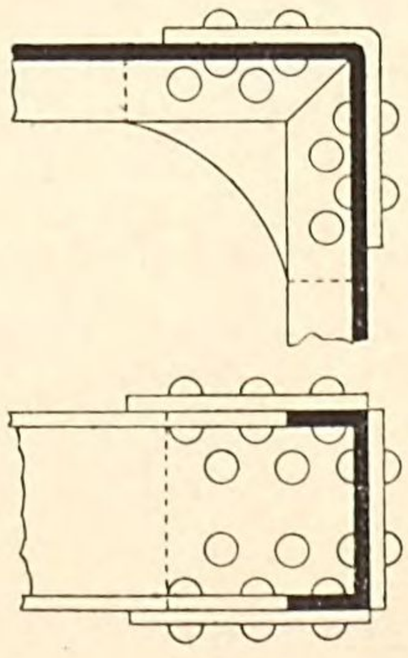
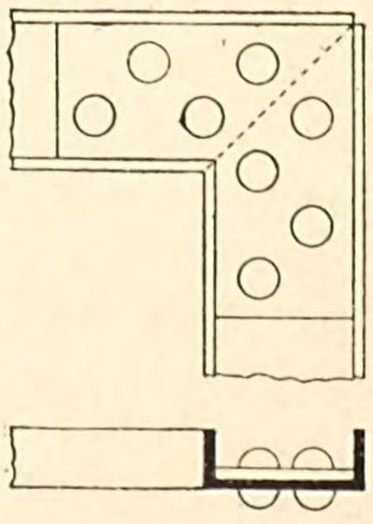


Fig. 477.



iſt, der mit gröſserer Feſtigkeit auch nach Fig. 475 gewonnen werden kann, ſobald man hier die Nietung innen verſenkt und das Knotenblech ausſchneidet.

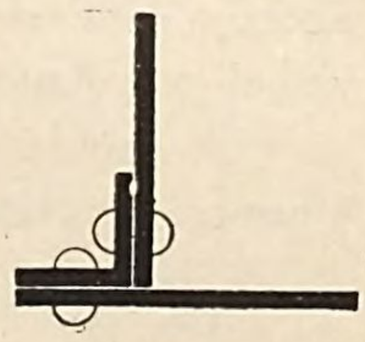
4) ⊏-Eiſen können ſtehend (Fig. 476) und liegend (Fig. 477) zuſammenſtoſsen. Bei groſsen Profilen verbindet man die Stücke im Stege mittels gebogener Laſche, in den Flanſchen durch zwei ausgeſchnittene Knotenbleche (Fig. 476); bei kleinen Profilen ſind die Flanſche zum Nieten zu ſchmal; man muſs ſich daher hier mit der Verlaſchung des Steges begnügen, welche auſsen oder innen (Fig. 477) oder beiderſeits erfolgen kann. 244. ⊏-Eiſen.

5) I-Eiſen ſind ſelten in einer Ecke zu vereinigen. Da die Flanſche auch hier meiſt ſehr ſchmal ſind, ſo erfolgt die Verbindung durch gebogene Laſchen am Stege nach Art der Fig. 490. 245. I-Eiſen.

6) Bleche für Gefäſse können in den Ecken nach Fig. 463 verbunden werden. Da dieſe Verbindung aber ſchwach iſt, ſo findet man meiſt Winkeleiſen zur Verbindung verwendet, welche im Gefäſse (Fig. 478) oder neben demſelben (Fig. 479) oder beiderſeits eingeſetzt werden oder die Bleche nach Fig. 464 auſsen umfaſſen. 246. Bleche.

Fig. 478.

Fig. 479.



7) Zuſammengeſetzte Querſchnitte kommen in Eckverbindungen nur äuſserſt ſelten vor. 247. Zuſammengeſetzte Querſchnitte.

b) End- (T-) Verbindungen.

1) Flacheiſen können, wenn ſie flach liegen, mit Füllſtück nach Fig. 465 oder ohne daſſelbe, wenn nöthig unter Einfügung eines Knotenbleches, auf einander genietet werden. Stehen ſie hochkantig, ſo müſſen ſie erſt nach Fig. 466 um 90 Grad verdreht umgeſchmiedet werden. Ohne Verdrehung werden hochkantig ſtehende Flacheiſen durch Winkellaſchen nach Fig. 480, mittels Lochung und Keil nach Fig. 481 oder auch mit Schraube auf angeſchweiſstem Rundeiſen nach Fig. 467 verbunden. 248. Flacheiſen.

2) Rundeiſen und Quadrateiſen werden vereinigt, indem man ein Stück durchbohrt und an das andere einen Stift anfeilt, welcher durchgeſteckt und kalt umgenietet wird (Fig. 468), oder man ſchmiedet das Ende des einen um und zieht auf dieſes und das andere Stück einen Ring heifs auf, deſſen Schluſs meiſt offen gelaſſen wird (Fig. 469). 249. Rund- u. Quadrateiſen.

Fig. 480.

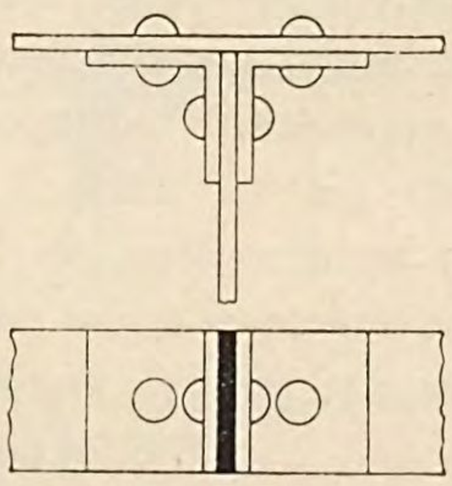
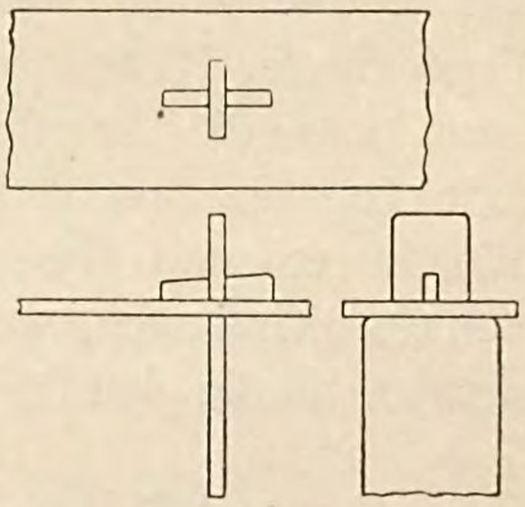


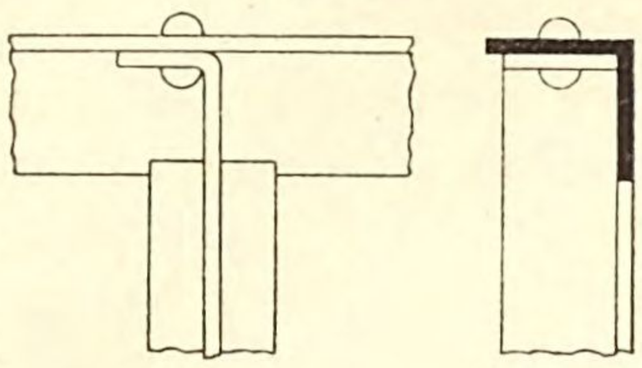
Fig. 481.



Mit Flacheiſen kann eine Endverbindung nach Fig. 499 erzielt werden, indem man eine aus Bandeiſen gebogene Schelle um das Quadrat- oder Rundeiſen legt und mit dem Flacheiſen verbolzt.

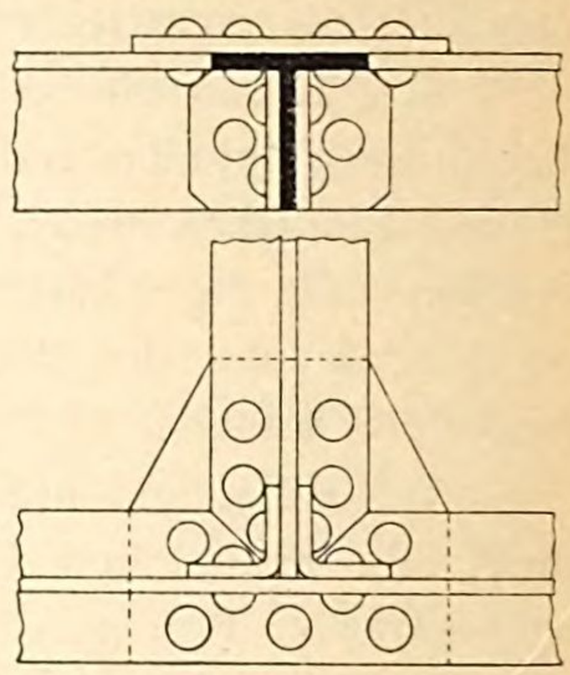
3) T-Eiſen. Man ſchneide an einem Stücke das Ende des Flanſches weg, biege den Steg um und niete oder ſchraube ihn an den Steg des anderen Eiſens; um ſeitliche Verſchiebung zu verhindern, iſt der Flanſch des einen Eiſens etwas in den des anderen eingeklinkt (Fig. 482); die Verbindung hat eben ſo wenig Feſtigkeit, wie die ähnlichen in Fig. 463 u. 471. 250. T-Eiſen.

Fig. 482.



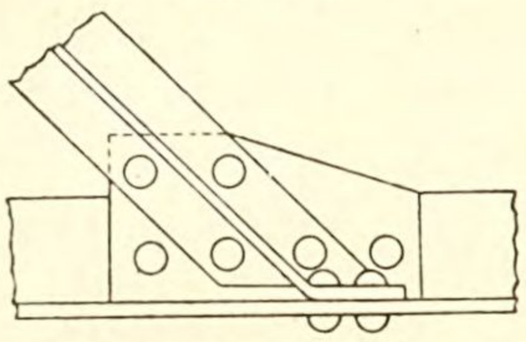
Wird gröfsere Widerſtandsfähigkeit, namentlich auf Zug, im angeſchloſſenen Eiſen verlangt, ſo ſchneide man die Flanſche auf Gehrung zuſammen, verbinde ſie durch ein Knotenblech und lege noch Winkellaſchen zwiſchen die Stege ein (Fig. 483).

Fig. 483.



Wird nicht verlangt, daſs die Flanſche in einer Ebene liegen, ſo kann man auch den einen auf den anderen legen, eventuell unter Einfügung eines Knotenbleches, und die Stege auf eine der obigen Arten vereinigen, wie dies für ſchiefwinkeligen Anſchluſs in Fig. 484 gezeigt iſt.

Fig. 484.



251. Sproſſeneiſen.

4) Sproſſeneiſen. Da bei Sproſſeneiſen-Verbindungen meiſt ungeſtörte Durchführung des Kittfalzes verlangt wird, ſo ſchneidet man die Sproſſenflanſche auf Gehrung in einander, durchbohrt das durchlaufende Eiſen im Ausſchnitte zweimal und feilt an das endigende entſprechende Stifte an, welche, erhaben oder verſenkt, kalt vernietet werden (Fig. 485). Auch wenn das durchlaufende ein halbes (Rand-) Sproſſeneiſen iſt, bleibt die Verbindung dieſelbe.

Fig. 485.

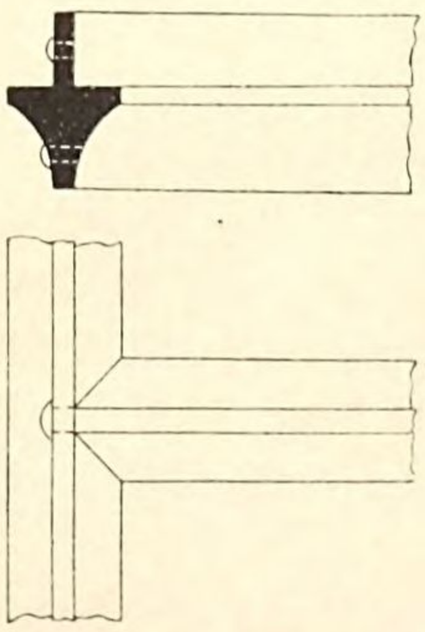
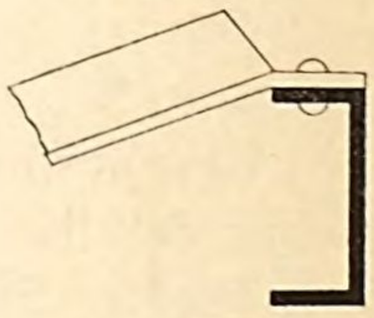


Fig. 486.



Die T-Sproſſen von Deckenlichtern ruhen in der Regel auf Pfetten. Stehen dieſe vertical, ſo biegt man meiſt den Flanſch der geneigten Sproſſe um, nachdem man behufs Gewinnnung des Platzes zum Nieten oder Verſchrauben den Steg weggeſchnitten hat, und bringt die Sproſſe ſo zu wagrechtem Auflager (Fig. 486). Sind dagegen die Pfetten winkelrecht zur Deckenlichtfläche, ſo kann man die Sproſſen unmittelbar auflagern (Fig. 487); legt ſich die Sproſſe unten auf die Pfette, ſo biege man den vom Stege befreiten Flanſch um und niete ihn an den Steg der Pfette, oder man ziehe Schrauben durch den Sproſſenflanſch, welche hakenartig um den der Pfette greifen; bei beiden Anordnungen iſt die den Pfettenquerſchnitt in unliebſamer Weiſe ſchwächende Lochung der Pfettenflanſche vermieden.

Fig. 487.

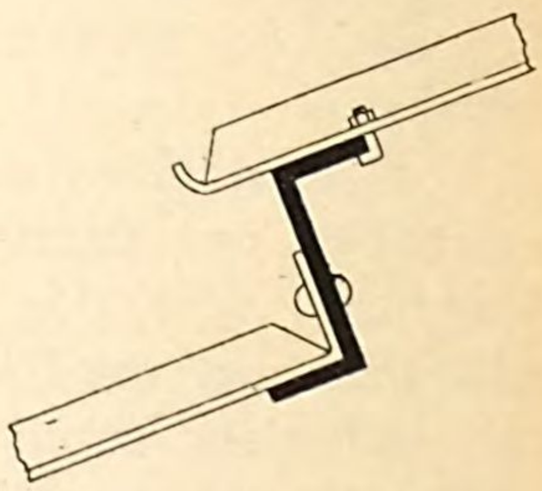
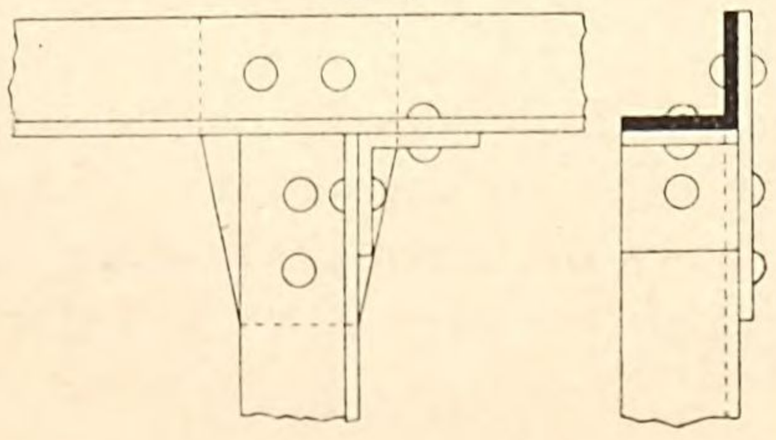


Fig. 488.

252. L Eiſen.



5) Winkeleiſen. Stoſsen die Winkeleiſen mit den liegenden Schenkeln zuſammen, ſo ſind die Verbindungen der L-Eiſen nach Fig. 482 bis 484 auszuführen oder die der Ecken aus Winkeleiſen nach Fig. 471 bis 473 hierher zu übertragen. Endigt dagegen ein Winkel am ſtehenden Schenkel des anderen, ſo erfolgt die

Vereinigung ohne Verfchneidung der Stücke mittels Winkellafche und untergelegtem Knotenbleche nach Fig. 488.

253. ┼-Eifen.

6) Kreuzeifen werden mit anderen Theilen dadurch verbunden, dafs man zur Gewinnung von Platz für Niete und Schrauben zwei Flanfche wegfchneidet und fo eine breite Eifenplatte für den Anfchlufs fchafft. Die fo entftehende Schwächung ift meift unbedenklich, weil die Kreuzeifen faft nur in leichten Stützen und Steifen zufammengefetzter Träger vorkommen, daher auf Zerknicken berechnet find und fomit in der Mitte mehr Querfchnitt haben müffen, als an den Enden.

Fig. 489.

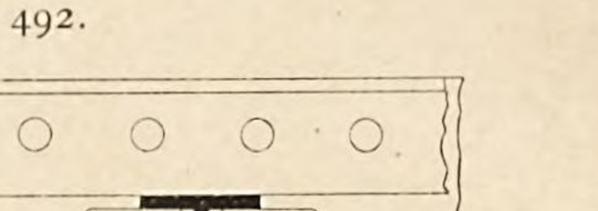


Fig. 489 zeigt den unmittelbaren Anfchlufs einer folchen ┼-Steife an die aus zwei [-Eifen mit Schlitz gebildete obere Gurtung eines Trägers.

254. I- u. [-Eifen.

7) I- und [-Eifen. Beide können in den Endverbindungen der Regel nach ganz gleich behandelt werden. Sind die zu vereinigenden Theile gleich hoch, fo fchneide man vom endigenden die Flanfche fo weit ab, dafs man den Steg bis an den des durchlaufenden heranfchieben kann, und verbinde die Stege durch Winkellafchen (Fig. 490). Bei ftarken Profilen mit genügender Flanfchbreite kann man diefe Verbindung noch wefentlich durch Auflegen von Knotenblechen auf beide Flanfche, wie in Fig. 476, verftärken.

Fig. 490.

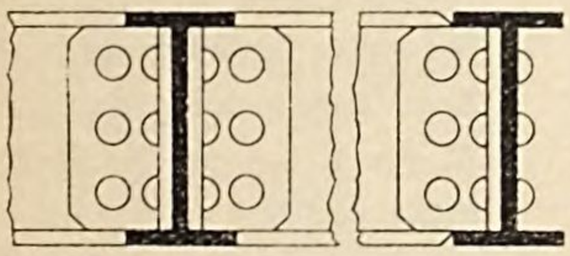


Fig. 491.

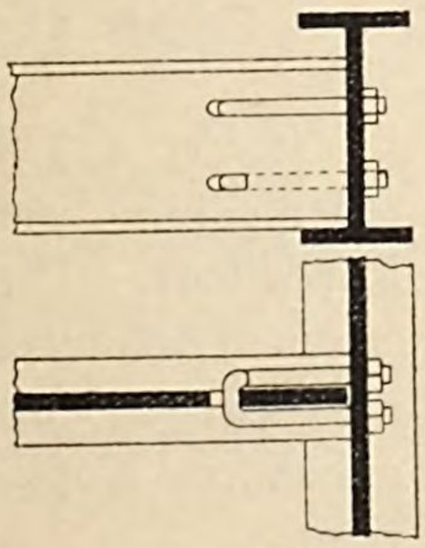
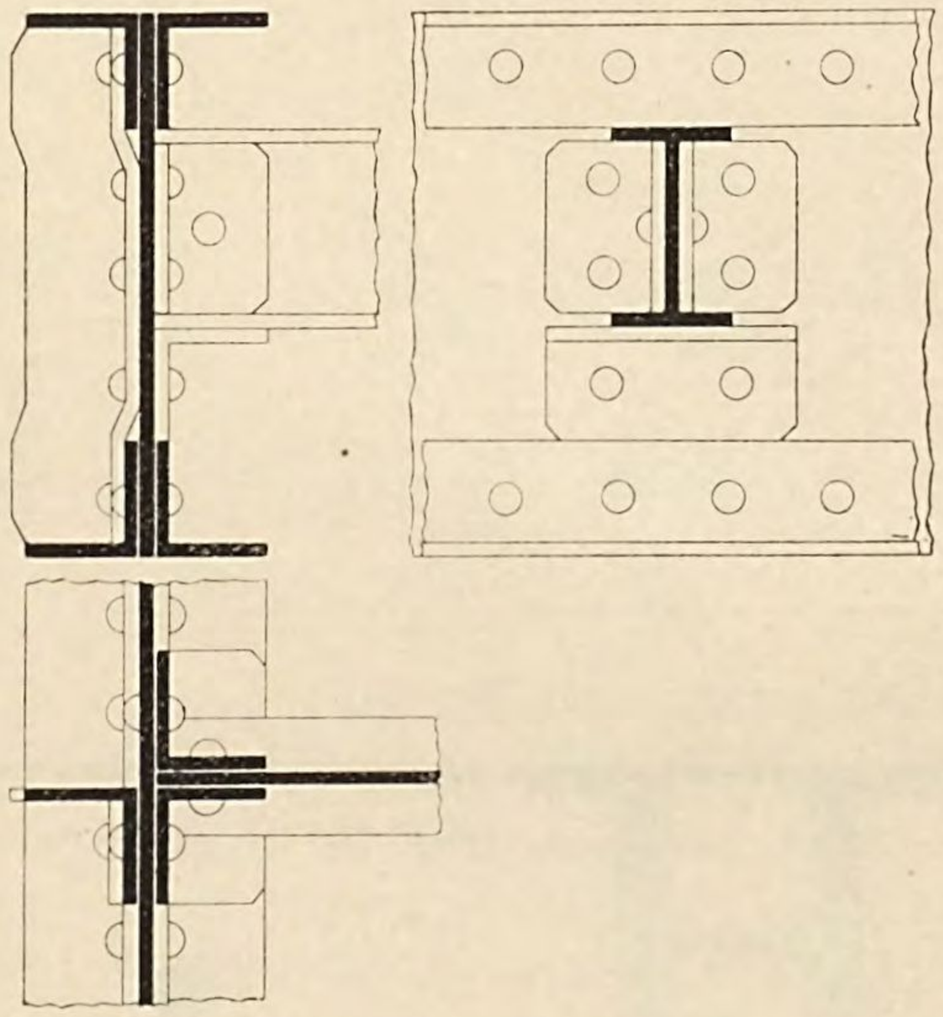


Fig. 492.



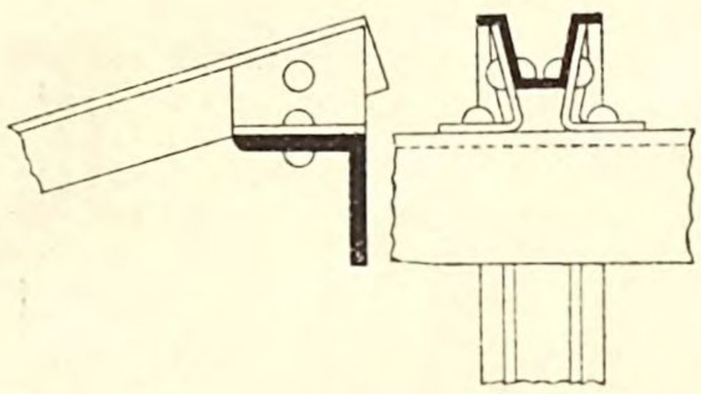
In vielen Fällen ift das endigende Profil das fchwächere; man kann dann feinen unteren Flanfch auf den des durchlaufenden lagern, indem man das Herausziehen des eingelagerten Profiles durch lange Hakenbolzen nach Fig. 491 verhindert.

Die Mittel zur Anlagerung diefer Walzträger (Balken) an zufammengefetzte Träger (Unterzüge) zeigt Fig. 492. Der Balken ift mittels doppelter Winkellafche an den Unterzug genietet und ruht aufserdem auf einem an die Wand des letzteren gefetzten Winkelabfchnitte, mit deffen horizontalem Schenkel der Flanfch bei genügender Breite noch vernietet werden könnte.

Will man dem Balken Spielraum für Temperaturbewegungen gewähren, fo

erfetze man alle in ihn gezogenen Niete durch Schrauben, deren Löcher nach der Richtung feiner Länge länglich geformt find. Der zufammengefetzte Träger ift in der Anfchlufsftelle aufsen durch ein Winkeleifen verfteift, damit die fchwache Wand nicht unter der Balkenlaft einknickt.

Fig. 493.



255. Rinneneifen.

8) Rinneneifen (unter Deckenlichtern) lagern mit ihren Enden auf Pfetten und werden je nach der Stellung der letzteren mit gerade oder fchief gefchnittenen Winkelblechen angefchloffen, wobei allerdings eine fchwache Lochung der Pfetten unvermeidlich ift (Fig. 493). Soll letztere vermieden werden, fo kann man in geeigneten Fällen auch die Anordnung der Fig. 508 auf die Endverbindung übertragen.

256. Bleche.

9) Bleche werden in Endverbindungen entweder durch Umbiegen des endigenden (Fig. 463) oder beffer mittels doppelten (Fig. 480) oder einfachen (Fig. 479) Verbindungswinkels vereinigt.

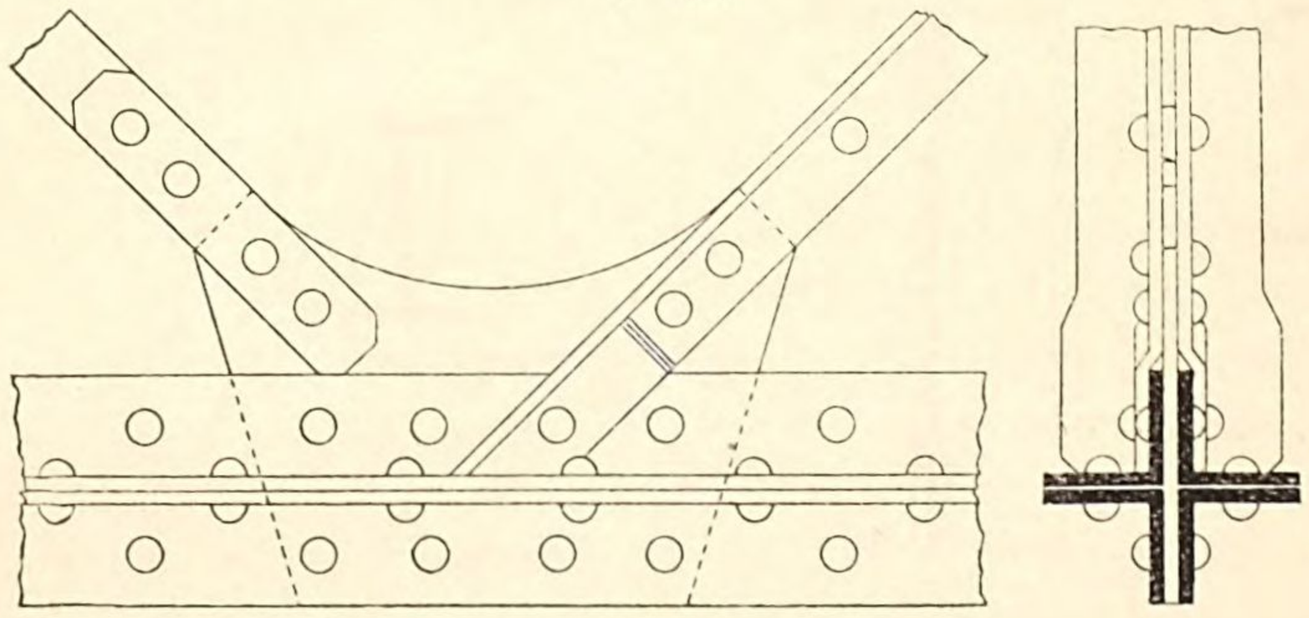
257. Zufammengefetzte Querfchnitte.

10) Zufammengefetzte Querfchnitte. Aus der ungemein grofsen Zahl der hier denkbaren Fälle mögen nur zwei herausgegriffen werden.

Fig. 494 zeigt die Verbindung einer Flacheifen- und einer ⊤-Diagonale aus der Wand eines Netzwerk-Trägers mit der unteren kreuzförmigen Gurtung.

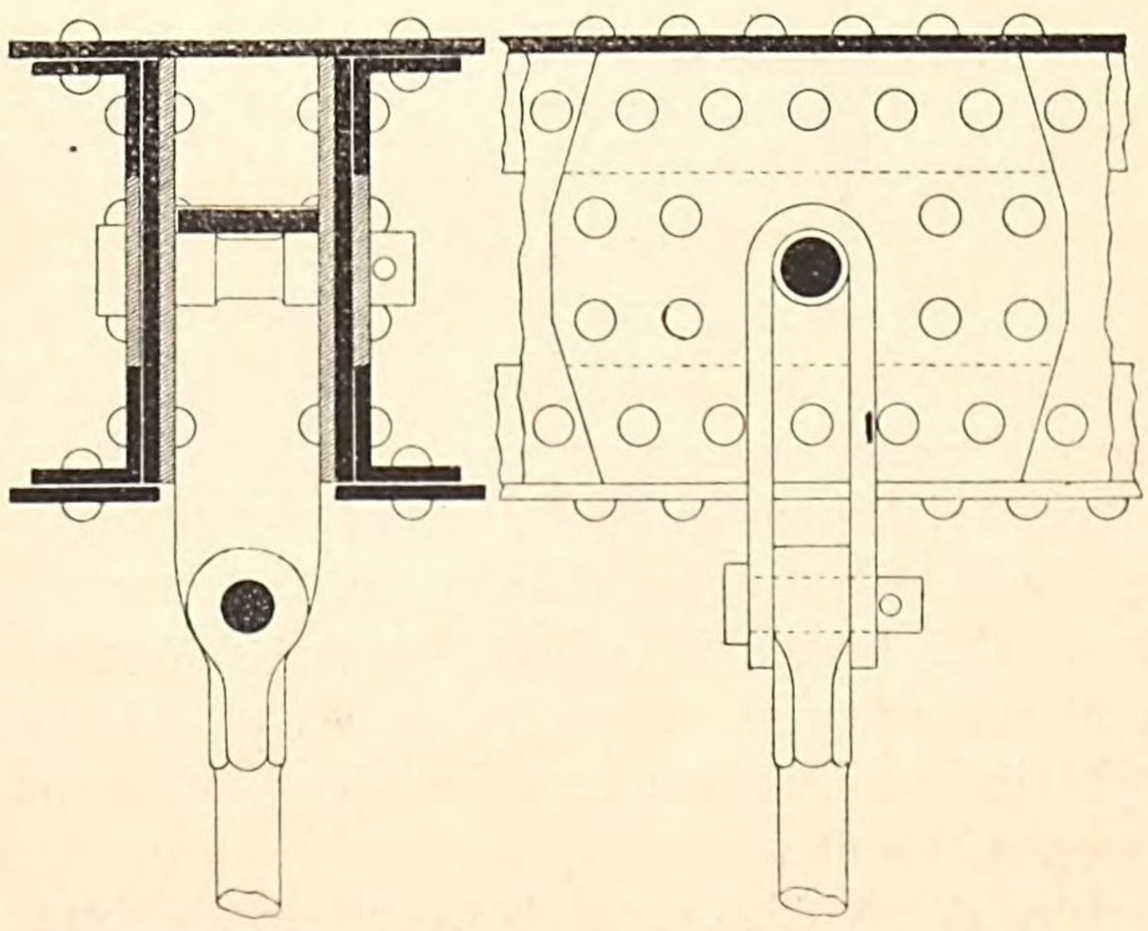
Letztere befteht aus 4 Winkeleifen und nimmt in ihren lothrechten Mittelfchlitz zunächft ein Knotenblech auf. An diefes fchliefsen die Winkeleifen der Steife fich auf die der Gurtung kröpfend an, indem fie es mit ihrem Schlitze umfaffen, während das Flacheifenband mittels doppelter Verlafchung befeftigt ift. Zur Vereinfachung der Ausführung ift die Kröpfung der Steifenwinkel nicht parallel zu der diefelbe veranlaffenden Kante der Gurtungswinkel, fondern winkelrecht zum Steifenwinkel gelegt. Das entftehende dreieckige Loch ift mit Blech, Eifenkitt oder Afphalt zu füllen.

Fig. 494.



In Fig. 495 ift ein Bolzenanfchlufs eines ftarken Rundeifens (Hängeftange) an einen zufammengefetzten Kaftenträger mit durchgehendem Kopfbleche gezeigt.

Fig. 495.



Der Anfchlufs erfolgt nach den in Kap. 1 (unter c, Art. 226 bis 229, S. 155 bis 158) gegebenen Regeln; jedoch beftehen die beiden Lafchen hier aus einem halbkreisförmig umgebogenen Bleche, welches, genau ausgehobelt und gefchmirgelt, fich auf den in den Wänden des Trägers befeftigten Bolzen hängt; diefer ift in der Mitte der Länge eingedreht, fo

dafs an den Enden Arbeitsleiften entftehen, welche die Auflagerflächen des gebogenen Laſchenbleches thunlichſt dicht an die Stützflächen in den Trägerwänden rücken. Die Biegungsbeanſpruchung im Bolzen wird auf dieſe Weiſe thunlichſt verringert. Um in den Trägerwänden die nöthige Lochlaibungs-Länge zu erhalten, ſind ſie durch aufgenietete (in Fig. 495 ſchraffirte) Platten verſtärkt.

c) Kreuzungen (-|--Verbindungen).

258. Flacheiſen.

1) Flacheiſen. Liegen dieſe mit oder ohne Zwiſchenraum flach zu einander, ſo werden ſie ohne Weiteres mit einander vernietet, wobei bei Vorhandenſein eines Zwiſchenraumes Stehniete erforderlich ſind (Fig. 465); die Ringe der letzteren können zur Verhütung von Verdrehungen nöthigenfalls zu Knotenblechen mit 5 Nieten erweitert werden (Fig. 465 punktirt), auf denen ſchliefslich unter entſprechender Vermehrung der Niete ein Stofs der Flacheiſen erfolgen kann (Fig. 496).

Liegen beide Eiſen in derſelben Ebene, ſo wird doppelte Verlaſchung mindeſtens des einen erforderlich, um das andere durchführen zu können (Fig. 497); auch dabei iſt es möglich, die Laſchen zu Kreuzlaſchen zu erweitern und mittels dieſer einen Stofs in jedes der Bänder zu legen. Iſt eines der Bänder doppelt, ſo kann das andere durch einen Schlitz zwiſchen den zwei Hälften geſteckt werden, nach Art der Fig. 505.

Fig. 496.

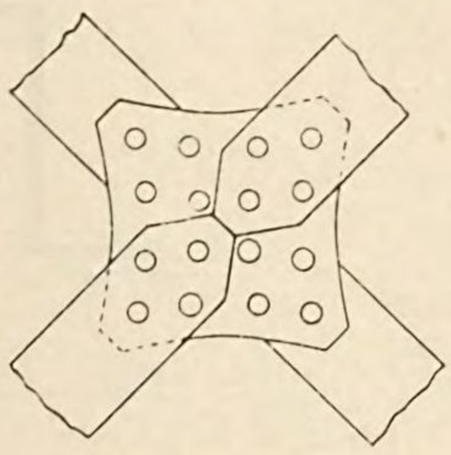
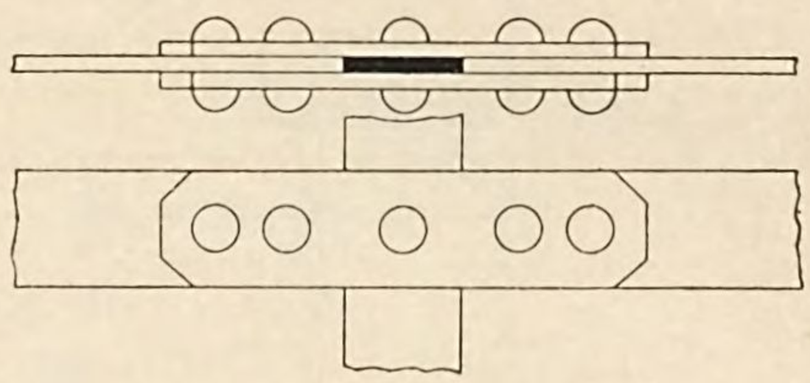


Fig. 497.



Stehen die Eiſen hochkantig zu einander, ſo kann man ſie mittels Verdrehung nach Fig. 466 auf einander legen, oder man überſchneidet ſie nach Fig. 498 mit einander; man ſchneidet aus jedem der Eiſen die Hälfte aus, ſchiebt ſie in einander und kann ſie dann ſchweifsen oder kalt ſo zuſammenhämmern, dafs ſie ſich gegenſeitig auf einander feſt klemmen.

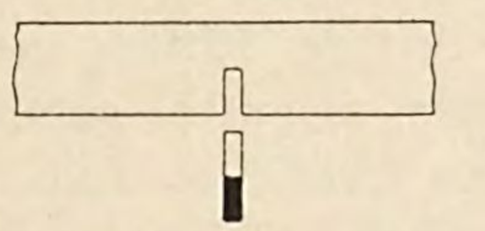
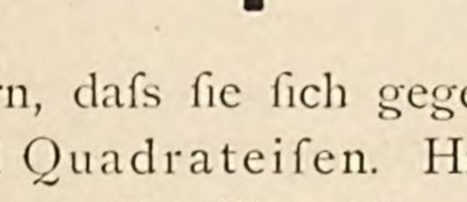


Fig. 498.



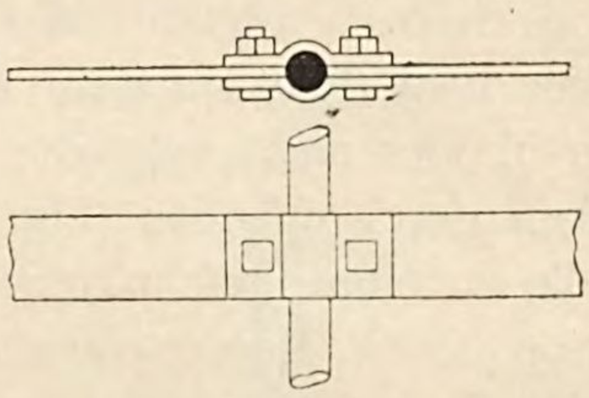


Fig. 499.

259. Rund- u. Quadrateiſen.

2) Rundeiſen und Quadrateiſen. Hierher gehörige Verbindungen entſtehen aus zweiſeitiger Anordnung der Fig. 469, oder es wird das eine Eiſen mittels doppelter Schellenlaſche um das andere herumgeführt, wie es in Fig. 499 für Flacheiſen und Rundeiſen angedeutet iſt. Flach liegende Flacheiſen werden häufig (Gitteranordnungen) für dünnere Quadrat- und Rundeiſen entſprechend gelocht; die Verbindung der durch einander geſchobenen Theile erfolgt dann durch aufgeſchweifste, bezw. mit durchgebohrtem Splinte befeſtigte Ringe.

260. T-Eiſen.

3) T-Eiſen. Kreuzverbindungen aus T-Eiſen ergeben ſich aus der Verdoppelung von Fig. 482 u. 483. Soll in letzterem Falle die volle Steifigkeit des durchſchnittenen T-Eiſens hergeſtellt werden, ſo kann man auf die Rückſeite ſtatt des Knotenbleches einen Abſchnitt deſſelben Profiles aufnieten (Fig. 500).

Wird keine grofse Steifigkeit von der Verbindung verlangt, ſo kann man die Profile unter Einklinkung der Flanſche voll mit einander überſchneiden und die Stege mittels Winkellaſchen verbinden (Fig. 501).

Fig. 500.

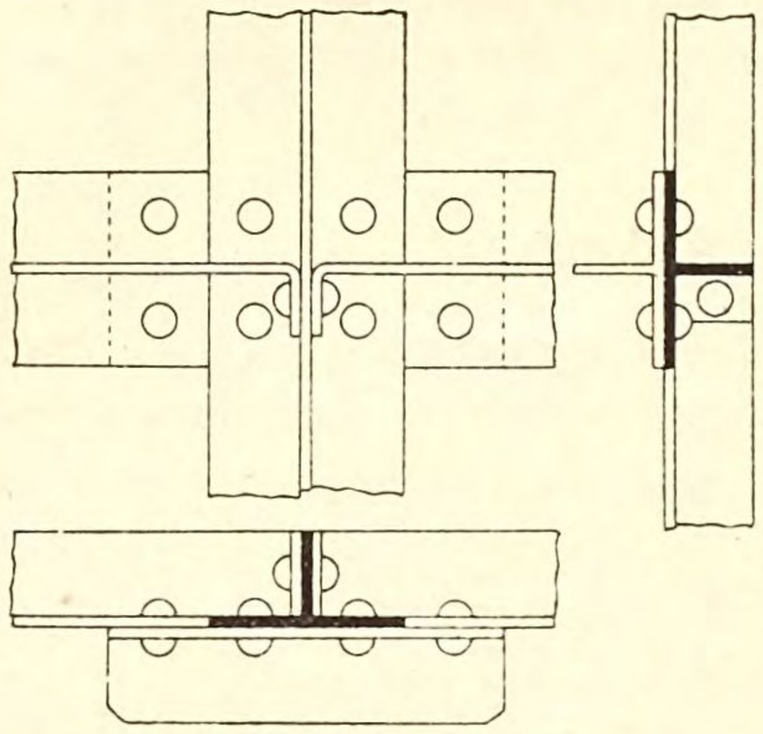


Fig. 501.

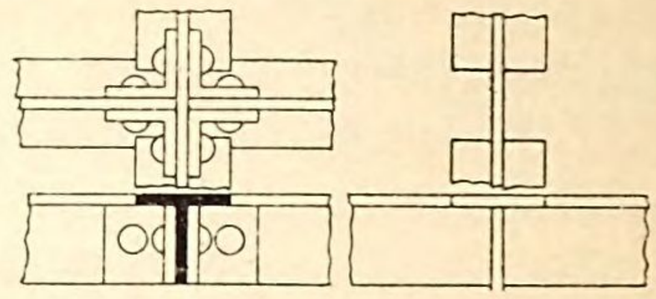


Fig. 502.

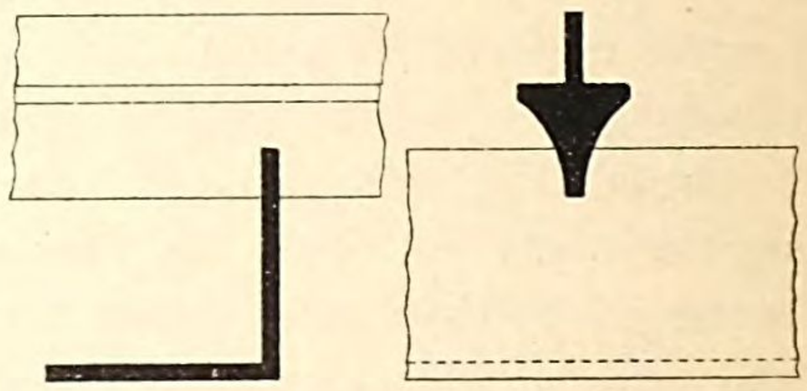


Fig. 503.

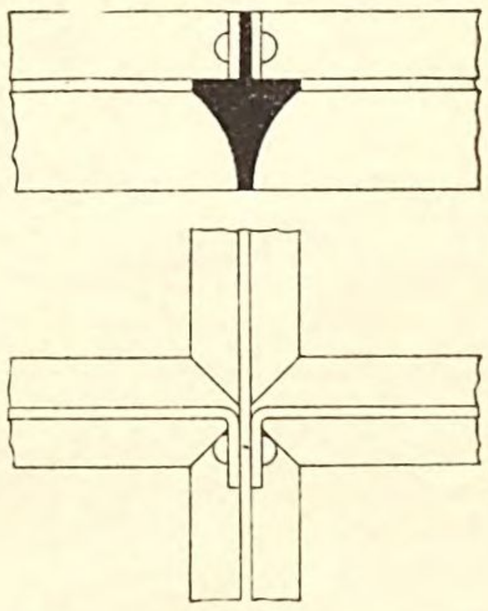
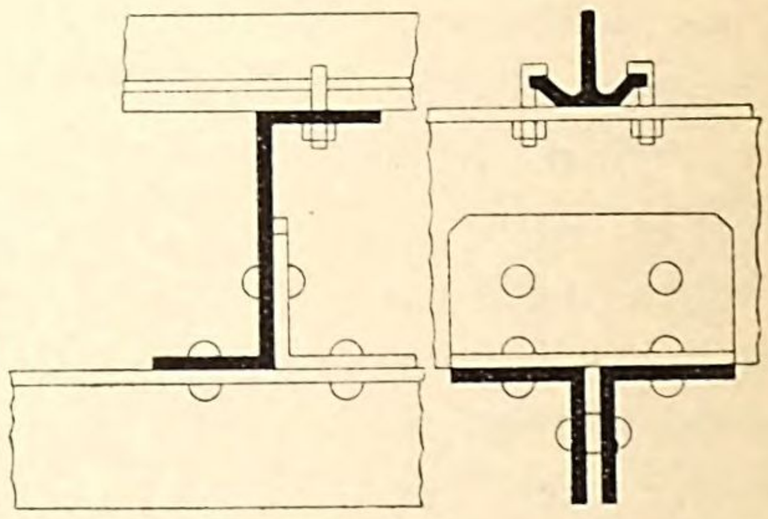


Fig. 504.



261. Sproffeneifen.

4) Sproffeneifen. Bei gewöhnlichen Fenfterfproffen werden auch hier die Flanfche beiderfeits auf Gehrung zufammengefchnitten. Das Vernieten mit angefeilten Stiften ift hier nicht möglich; man biege den Steg um und verniete ihn beiderfeits mit dem durchlaufenden (Fig. 503). Soll der Kittfalz ganz frei fein, fo hämmert man die zufammengefchnittenen Sproffen, fo gut es geht, in einander. Ueberkreuzt eine Sproffe die Kante eines tragenden Eifens, fo feilt man beide etwas aus und hämmert fie zufammen (Fig. 502).

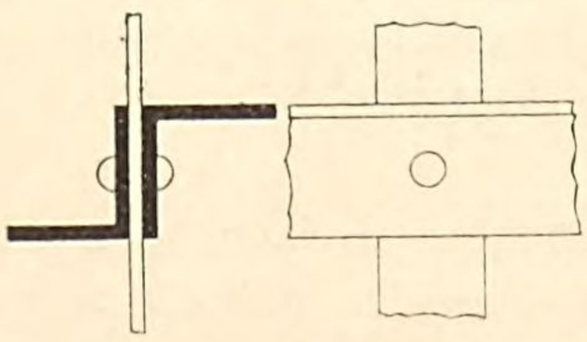
T-Sproffen mit oder ohne Schweifsrinne werden glatt auf die Pfetten gelagert und, da die Flanfche zum Nieten zu fchmal find, mittels Hakenbolzen befeftigt (Fig. 504); diefe Bolzen werden am Haken vierkantig geformt und in den Rand der Sproffe eingeklinkt, um Verfchiebungen zu verhindern.

262. L-Eifen.

5) Winkeleifen. Auch hier find die Verbindungen der T-Eifen (Fig. 500 u. 501) auf die Winkeleifen zu übertragen; doch find Ueberblattungen (wie in Fig. 501) bei ftark beanfpruchten Theilen wegen der grofsen Schwächung zu vermeiden.

Sehr häufig find Verbindungen mehrerer Winkeleifen mit offenem Schlitze mit anderen Theilen, welche fich durch den Schlitz ftecken. Als Beifpiel zeigt Fig. 505 die Verbindung zweier verftellten Winkeleifen mit einem durchgefteckten Flacheifen. In der Durchkreuzung mehrerer folchen Querfchnitte kann dann ein Knotenblech in den Schlitz gefchoben werden, mittels deffen alle zugleich geftofsen und verbunden werden.

Fig. 505.



263. I- u. [-Eifen.

6) I- und [-Eifen. Fig. 506 zeigt die Kreuzung zweier Glieder, welche aus flach liegenden, kleinen [-Eifen mit offenem Schlitze beftehen; durch den Schlitz des durchlaufenden ift ein Laſchenblech gefteckt, welches die Enden des durchſchnittenen verbindet. Bei gleich hohen I-Eifen ſchneide man auch hier an den Enden des durchſchnittenen Eifens die Flanſche weg, ſchiebe die Stege an einander, verlaſche ſie dann, ſtatt mittels Winkellaſchen (wie in Fig. 490), mittels durchgefteckter Flachlaſchen (Fig. 507).

Fig. 506.

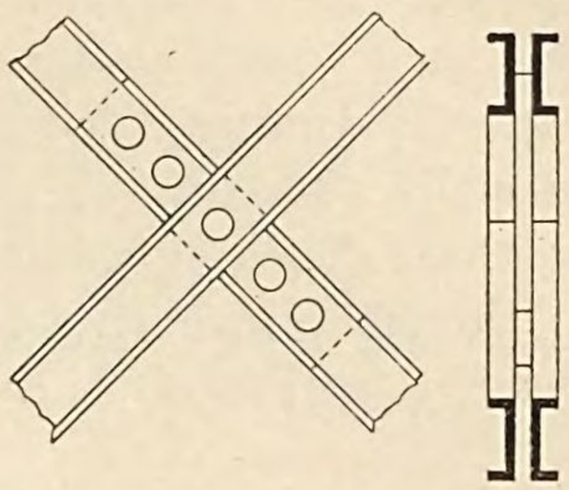
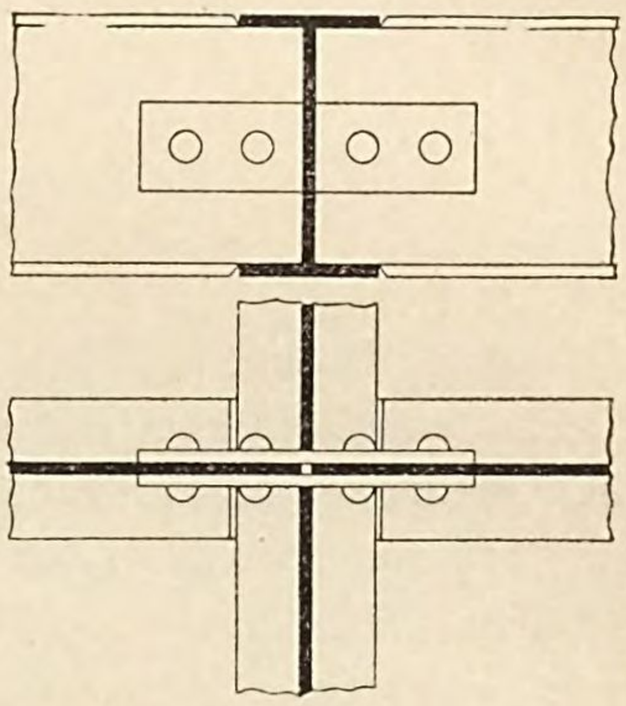


Fig. 507.



Da meiftens verlangt wird, daſs die Enden des durchſchnittenen Eifens feft auf den Flanſchen des durchlaufenden ruhen, ſo ift es zweckmäſsig, zwiſchen letztere und die eingefchobenen Stegenden nach Anbringung der Laſchen kleine Keile aus Blechabfällen einzufchlagen.

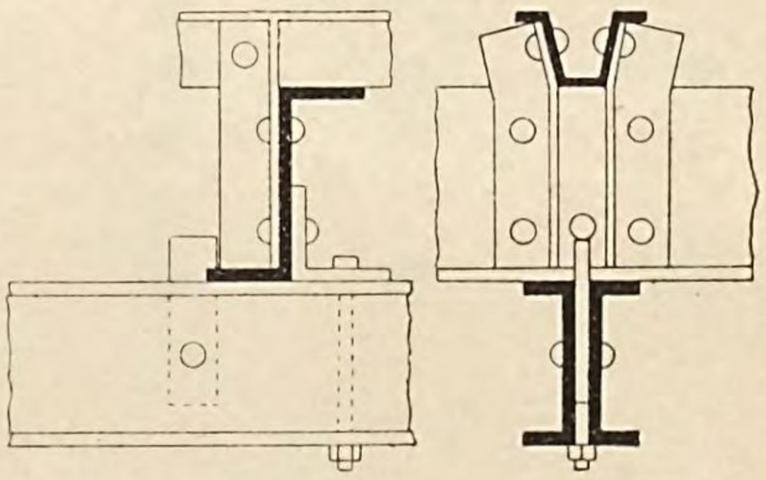
Auch die Verbindung in Fig. 491 mit Hakenbolzen kann hier unter Verdoppelung verwendet werden, wenn man die Bolzen ſo weit ſchräg biegt, daſs die Muttern nicht mit den Stegen der aufgelagerten Profile collidiren.

Die Verbindung der durchſchnittenen Theile mittels durchgefteckter Laſchen nach Fig. 507 kann auch auf Anordnungen nach Fig. 492 zum Erſatze der Winkellaſchen ohne Weiteres übertragen werden.

264. Rinneneifen.

7) Rinneneifen überkreuzen ſich mit Pfetten von I- oder [-, bezw. Z-förmigem Profil. Im erfteren Falle ift die Verbindung mit gebogenen Blechen nach Fig. 493 unter Lochung des Pfettenflanſches zu wählen; bei den letzteren Profilen ift die beſſere Verbindung mittels ſchwacher, an den Pfettenſteg genieteter L-Eifen ausführbar (Fig. 508).

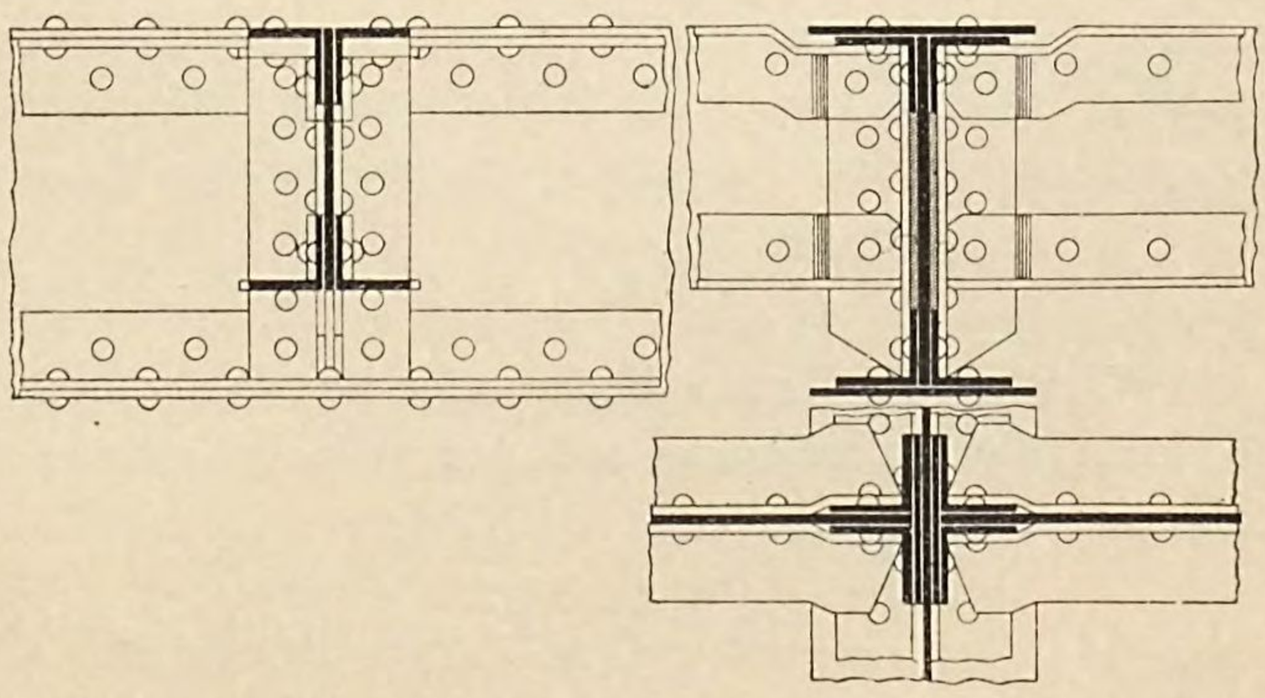
Fig. 508.



265. Z-Eifen.

8) Z-Eifen, welche mit befonderer Vorliebe für continuirliche Gelenkpfetten verwendet werden, überkreuzen ſich daher häufig mit den oberen Gurtungen von Dachſtühlen, dürfen aber in dieſer Ueberkreuzung im Flanſch, wegen des hier eintretenden Maximal-Momentes, nicht gelocht werden. Eine Befeſtigung auf einer oberen Gurtung aus zwei [-Eifen, welche dieſen Anforderungen genügt, zeigt Fig. 508, in welcher bei ſehr ſolider Verbindung Lochungen nur im Pfettenſtege vorhanden ſind.

Fig. 509.



[-Profile werden für Pfetten in ganz gleicher Weiſe verwendet und befeſtigt.

266. Bleche etc.

9) Bleche werden in ⊹-Verbindungen mittels vier Winkel in den Ecken verbunden (Verdoppelung von Fig. 480).

10) Von zuſammengeſetzten Querſchnitten iſt hier nur eine Kreuzverbindung von zuſammengeſetzten I-Trägern gegeben, bei welcher die Oberkanten aller Theile durch Kröpfungen in eine Ebene gebracht ſind (Fig. 509). Als wichtigſte Regel für derartige Verbindungen iſt zu merken, daſs die Anſchluſs-Winkeleiſen ſich jedenfalls über die ganze Höhe des durchlaufenden Trägers erſtrecken müſſen; die Kröpfung dieſer Anſchluſswinkel über die Gurtungswinkel des durchlaufenden Trägers iſt dadurch vermieden, daſs zwiſchen letztere erſt (in der Anſicht ſchraffirte) Füllbleche von gleicher Stärke eingelegt ſind.

---

4. Kapitel.

Ketten und Drahtſeile.

a) Ketten.

267. Verſchiedenheit.

Die Ketten beſtehen aus einzelnen Gliedern, welche aus Rundeiſen oder aus Flacheiſen (*Gall*'ſche Gliederkette) hergeſtellt ſein können. Im erſteren Falle werden die Glieder offen in einander geſchoben und dann bei der Ringkette (Fig. 510 bis 512) zugeſchweiſst, bei der Hakenkette offen (*Vaucanſon*'ſche Kette, Fig. 513) gelaſſen. Die Glieder der Ringkette können lang (deutſche Kette, Fig. 510) oder kurz (engliſche Kette, Fig. 511) ausgebildet ſein und werden bei ſchweren Ketten durch Einſetzen eines Mittelſteges (Stegkette oder Kettentau, Fig. 512) weſentlich verſtärkt.

Fig. 510. Fig. 511. Fig. 512.

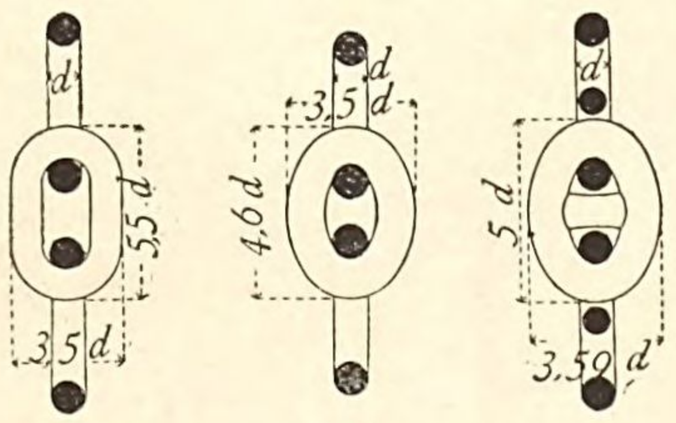
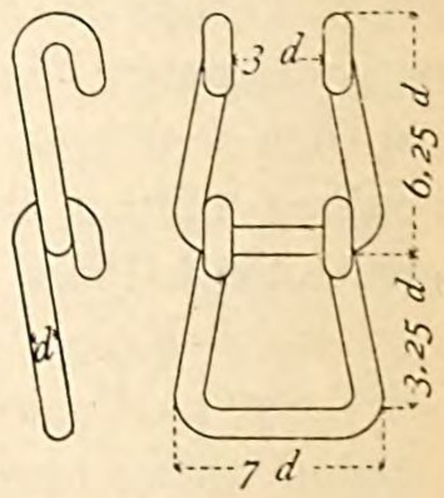


Fig. 513.



Als tragende Conſtructionstheile kommen Ketten im Hochbauweſen faſt gar nicht zur Anwendung; ſie werden hauptſächlich bloſs bei Bauausführungen benutzt und da faſt nur die aus Rundeiſen hergeſtellten Gliederketten, weſshalb auch bloſs dieſe eine kurze Beſprechung erfahren.

268. Tragfähigkeit.

Die Tragfähigkeit der Rundeiſen-Gliederketten (Fig. 510 u. 511) iſt nach angeſtellten Verſuchen gleich dem $^{11}/_{9}$-fachen der Tragfähigkeit des einfachen Rundeiſens, aus welchem die Kette angefertigt iſt. Wird bei vierfacher Sicherheit die zuläſſige Anſtrengung des beſonders guten Ketteneiſens auf 1000 kg für 1 qcm angeſetzt, ſo ergiebt ſich der der Laſt P entſprechende Eiſendurchmeſſer d aus:

$$\frac{d^2\,\pi}{4}\ 1000\ \frac{11}{9} = P \quad \text{mit} \quad d = 0{,}032\ \sqrt{P}\ \text{Centim.} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 139.$$

Werden die Kettenglieder oder Schaken durch Mittelſtege verſtärkt (Fig. 512), ſo kann die Anſtrengung auf das $^{4}/_{3}$-fache geſteigert werden; der Durchmeſſer d folgt für dieſen Fall aus

$$\frac{d^2\,\pi}{4}\ 1000\ \frac{4}{3}\ .\ \frac{11}{9} = P \quad \text{mit} \quad d = 0{,}028\ \sqrt{P}\ \text{Centim.} \quad . \quad . \quad . \quad 140.$$

Die Kette z. B. eines Krahnes für 15 t Tragkraft mufs alfo aus Eifen von $a = 0{,}028\sqrt{15000}$ = rund 3,5 cm beftehen, wenn die Glieder Stege haben, und umgekehrt darf man ein Kettentau aus Rundeifen von 2,3 cm Durchmeffer nur mit

$$P = \left(\frac{2{,}3}{0{,}028}\right)^2 = \text{rund } 6740 \text{ kg}$$

belaften.

Ift die Belaftung eine völlig ruhende und fich gleich bleibende, fo kann die Beanfpruchung bis auf das 1,8-fache der obigen Angaben gefteigert werden. Die Gleichungen lauten dann:

$d = 0{,}024\sqrt{P}$ Centim. für gewöhnliche Ketten und

$d = 0{,}021\sqrt{P}$ » für Stegketten.

Die Gewichte der Ketten aus Rundeifen betragen, wenn d den Durchmeffer in Centimeter angiebt, für 1 laufendes Meter etwa: 269. Gewichte.

für weite Gliederketten $1{,}92\ d^2$ Kilogr.;
» enge Gliederketten ohne Stege $2{,}33\ d^2$ Kilogr.;
» Stegketten (Kettentaue) $2{,}46\ d^2$ Kilogr., und
» Hakenketten $3{,}76\ d^2$ Kilogr.

Die nachfolgende Tabelle zeigt die Abmeffungen und die Tragfähigkeit üblicher Formen der engen (englifchen) Kette, welche bei Bauarbeiten vorwiegend verwendet wird.

Kurzgliederige Ketten aus der Duisburger Mafchinenbau-Actiengefellfchaft, vormals *Bechem & Keetmann* in Duisburg a. Rh.

Ketten-eifen-ftärke	Zuläffige Belaftung	Ungefähres Gewicht pro 1 m	Ketten-eifen-ftärke	Zuläffige Belaftung	Ungefähres Gewicht pro 1 m
5	250	0,58	20	4 000	8,98
6	360	0,81	22	4 840	10,87
7	490	1,10	24	5 760	12,94
8	640	1,44	26	6 760	15,18
9	810	1,82	28	7 840	17,61
10	1000	2,25	30	9 000	20,22
11	1210	2,72	33	10 890	24,46
12	1440	3,24	36	12 960	29,11
13	1690	3,80	39	15 210	34,16
14	1960	4,41	43	18 490	41,53
15	2250	5,06	46	21 160	47,53
16	2560	5,75	49	24 010	53,82
18	3240	7,28	52	27 040	60,73
Millim.	Kilogramm.		Millim.	Kilogramm.	

Innere Länge (Baulänge) der Kettenglieder = $2\frac{1}{2}$-fache Ketteneifenftärke.

Aeufsere Breite der Kettenglieder = $3\frac{1}{2}$-fache Ketteneifenftärke.

b) Drahtfeile.

Drahtfeile werden als Litzenfeile, flache Bänder aus Litzen und Kabelfeile angefertigt. 270. Verfchiedenheit.

Die Litzenfeile beftehen der Regel nach aus 7 Litzen, von denen jedoch die innere durch eine Hanffeele gebildet wird. Jede der äufseren 6 Litzen befteht entweder aus 6 Drähten und dünner Hanffeele oder aus 7 Drähten, fo dafs normale Litzenfeile entweder $6 \times 6 = 36$ oder $6 \times 7 = 42$ Drähte enthalten. Schwache Seile werden wohl ohne Seele aus 4 fechsdrähtigen Litzen zufammengedreht und enthalten dann $6 \times 4 = 24$ Drähte. Der äufsere Durchmeffer d eines aus 36 Drähten beftehenden Seiles beträgt faft genau 8 Drahtdurchmeffer δ, fo dafs $d = 8\,\delta$.

Die Bandfeile können fehr verfchiedene Zahlen von Drähten enthalten; gewöhn-

lich werden ſie aus 6 Strähnen von je 24 Drähten geflochten, enthalten daher in dieſem Falle $6 \times 24 = 144$ Drähte.

Die Kabelſeile werden nur zum Theile oder gar nicht aus Litzen gedreht, ſondern aus einzelnen Drähten zuſammengeſetzt. Die Verſchiedenheit der Drahtanzahlen iſt hier alſo eine weit gehende.

Aufserdem kommen, namentlich bei Verwendung des ſpröden Stahldrahtes, ungedrehte Seile vor, welche jedoch nur für grofse Trag-Conſtructionen (Kabelbrücken) Bedeutung haben; für Bauarbeiten werden ſie nicht verwendet.

271. Berechnung.

Die Feſtigkeit des beſten hier verwendeten Holzkohleneiſens beträgt 5000 kg für 1 qcm, welche durch das Drehen des Drahtes in ſchlanken Windungen nur wenig beeinträchtigt wird. Sollen die Seile alſo 5-fache Sicherheit haben, ſo dürfen ſie mit 1000 kg für 1 qcm beanſprucht werden.

Iſt δ der Drahtdurchmeſſer, n die Anzahl der Drähte, P die zu tragende Laſt (in Kilogr.) und s' die zuläſſige Beanſpruchung (in Kilogr. für 1 qcm), ſo mufs ſtattfinden

$$n \frac{\delta^2 \pi}{4} s' = P \quad \text{und} \quad \delta = \sqrt{\frac{4 P}{n \pi s'}} \quad \ldots \ldots \quad 141.$$

Bei 1000 kg zuläſſiger Beanſpruchung ergiebt ſich danach

für Seile mit 36 Drähten $\delta = 0{,}006 \sqrt{P}$ Centim.,

» » » 42 » $\delta = 0{,}0055 \sqrt{P}$ Centim.

Für ein Seil, welches 2500 kg tragen und aus 42 Drähten beſtehen ſoll, mufs alſo

$$\delta = 0{,}0055 \sqrt{2500} = 0{,}275 \text{ cm}$$

gewählt werden.

Bei Verwendung von Gufsſtahl-Drahtſeilen kann die zuläſſige Beanſpruchung bei 5-facher Sicherheit auf 2000 kg für 1 qcm geſteigert werden; die obigen Formeln nehmen für dieſen Fall die Form an:

für Seile mit 36 Drähten $\delta = 0{,}0043 \sqrt{P}$ Centim.,

» » » 42 » $\delta = 0{,}0039 \sqrt{P}$ Centim.

Drahtſeile aus gehämmertem Holzkohleneiſen
von *Felten & Guilleaume* in Köln.

Litzenſeile					Bandſeile						Kabelſeile				
d	n	δ	G	G_1	b	d	n	δ	G	G_1	d	n	δ	G	G_1
7	24	0,9	0,21	1 200	40	8	144	0,9	1,07	3 600	30	114	1,9	3,20	13 000
8	36	0,9	0,32	1 800	55	11	144	1,2	1,60	7 200	33	133	1,9	4,00	15 000
10	42	0,9	0,38	2 100	65	13	120	1,5	2,66	13 000	35	84	2,5	4,00	16 800
11	36	1,2	0,48	2 500	75	16	144	1,5	3,50	16 000	40	114	2,5	5,90	23 000
13	42	1,2	0,58	3 000	90	16	168	1,5	4,10	18 500	43	133	2,5	6,72	26 000
15	36	1,5	0,75	4 200	75	14	120	1,9	3,68	21 000	45	234	1,7	6,90	24 000
16	42	1,5	0,85	5 000	80	17	144	1,9	4,25	25 000	48	152	2,5	7,84	30 000
18	36	1,9	1,07	6 300	100	20	168	1,9	5,10	29 000	50	294	1,9	9,00	34 000
20	42	1,9	1,28	7 400	110	20	196	1,9	5,84	34 000	50	133	3,1	9,30	40 000
22	49	1,9	1,53	8 600	125	20	224	1,9	6,67	39 000	60	234	2,3	11,50	39 000
23	36	2,5	1,70	11 000	135	22	256	1,9	8,00	45 000	60	133	3,5	12,00	50 000
25	42	2,5	2,13	12 600	130	23	168	2,5	7,97	50 000	65	294	2,3	13,90	50 000
25	84	1,9	2,40	14 700	150	23	196	2,5	9,30	58 800	65	152	3,5	13,90	57 000
28	42	2,7	2,40	14 700	170	23	224	2,5	10,70	67 000	72	294	2,5	16,00	58 000
30	36	3,1	2,55	16 200	175	28	256	2,5	14,50	77 000	75	294	2,7	17,60	68 000
Millim.		Millim.	Kilogr.		Millim.		Millim.		Kilogr.		Millim.		Millim.	Kilogr.	

d = Durchmeſſer der Drähte, bezw. Dicke des Seiles.
d = Dicke
b = Breite
δ = Durchmeſſer der Drähte,
n = Zahl der Drähte,
G = Gewicht für 1 lauf. Meter in Kilogr.,
G_1 = Bruchbelaſtung.

Für kleinere Laften werden der Regel nach Litzenfeile, für fchwerere Bandfeile oder auch Kabelfeile verwendet, für welche die obige allgemeine Formel $\delta = \sqrt{\frac{4\,P}{n\,\pi\,s'}}$ unter mehr willkürlicher Annahme von n giltig bleibt.

Der Verfchleifs der Drahtfeile ift erheblich und ift bei der Berechnung in Rückficht zu ziehen, da die in neuem Zuftande eben genügend ftarken Seile bald zu fchwach werden; übermäfsig ftarke Seile find andererfeits zu theuer; man darf daher in der Verftärkung nicht zu weit gehen. Die öconomifch beften Seile find etwa die für den Zuftand der Neuheit mit 10-facher Sicherheit, d. h. mit $s' = 500\,^{kg}$ pro $1\,^{qcm}$ für Eifendraht und $s' = 1000\,^{kg}$ pro $1\,^{qcm}$ für Stahldraht berechneten.

Gebräuchliche Abmeffungen von Drahtfeilen aus beftem Schmiedeeifen giebt die neben ftehende Tabelle.

---

5. Kapitel.

Anker.

272. Verfchiedenheit.

Anker kommen im Hochbau als Steinanker, als Balkenanker, als Anker zur Uebertragung von Zugfpannungen in gröfseren Holzgefpärren (Dachverbänden), als Anker zur Aufhebung der Horizontalfchübe von Wölb-Conftructionen und als Fundament-Anker vor, um namentlich Eifentheile mit gemauerten Fundamenten in fefte Verbindung zu bringen. Von den Steinankern war bereits im 1. Abfchnitt (Art. 105, S. 83) die Rede, fo dafs diefe hier nicht weiter in Betracht kommen.

273. Balkenanker.

Balkenanker bringen die Balkenköpfe einer Balkenlage mit den die Balken tragenden Aufsenwänden in Verbindung. Sie haben nur den Zweck, zufällige Verdrückungen und Ausbauchungen mittels der Zugfeftigkeit der durchlaufenden Balken zu verhindern, werden alfo nicht durch genau anzugebende Kräfte beanfprucht und können daher nicht berechnet werden.

Fig. 514.

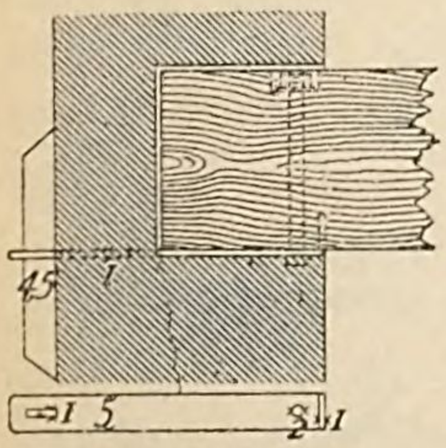


Fig. 515.

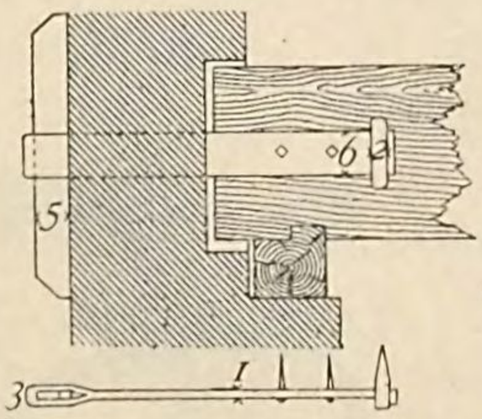
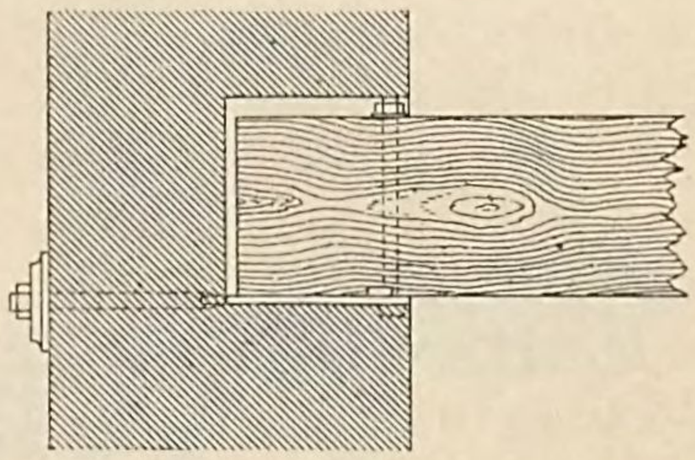
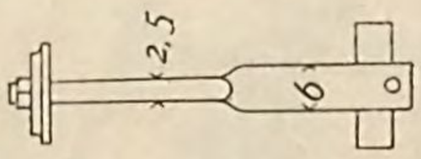


Fig. 516.



Sie beftehen meift aus Flacheifen, feltener aus Rundeifen, werden an dem einen Ende an der Seitenflanke oder Unterfläche der Balken mittels angefchmiedeter Spitze, übergefchlagenem Krampen oder durchgezogenem Schraubenbolzen und Druckplättchen am Balken befeftigt und tragen am anderen Ende ein Auge, durch welches ein aufsen vorfpringender oder in das Mauerwerk eingreifender Splint gefteckt wird. Der Splint ift der die Mauer haltende Theil, foll daher eine gröfsere Zahl von Mauerfchichten faffen, mufs alfo



BALKENANKER.

Fig. 517.

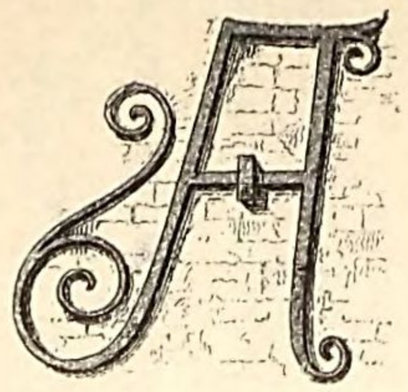


Fig. 518.

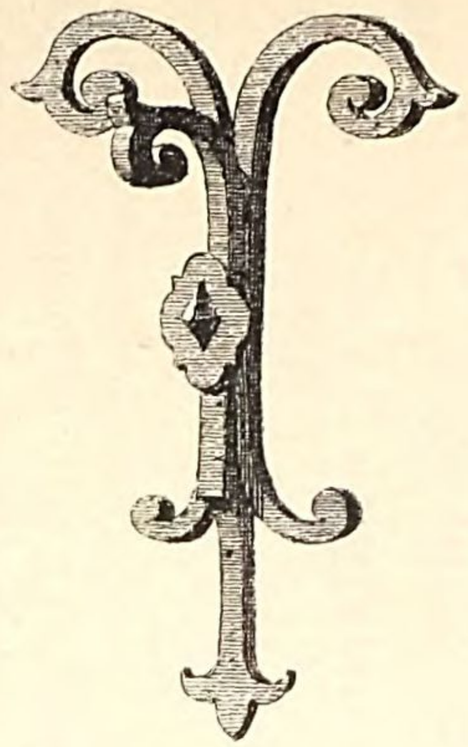


Fig. 519.

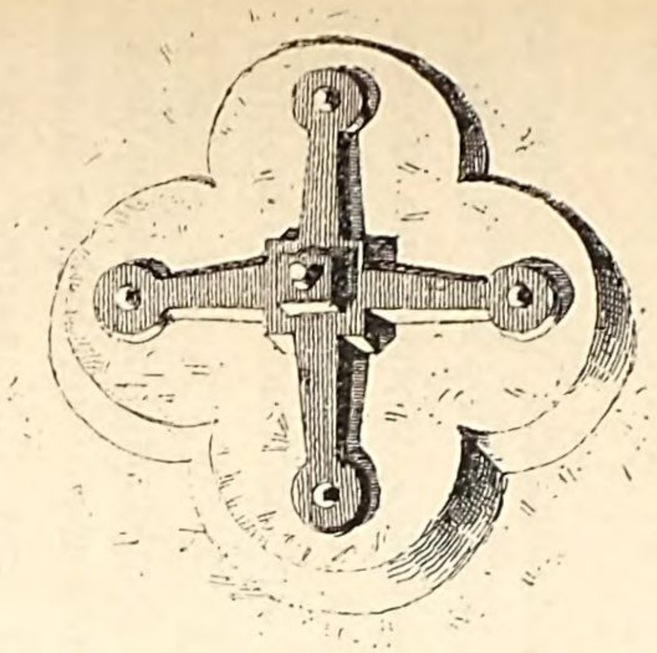


Fig. 520.

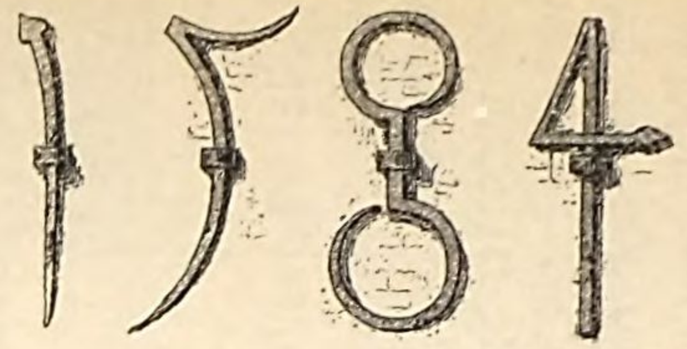


Fig. 521.

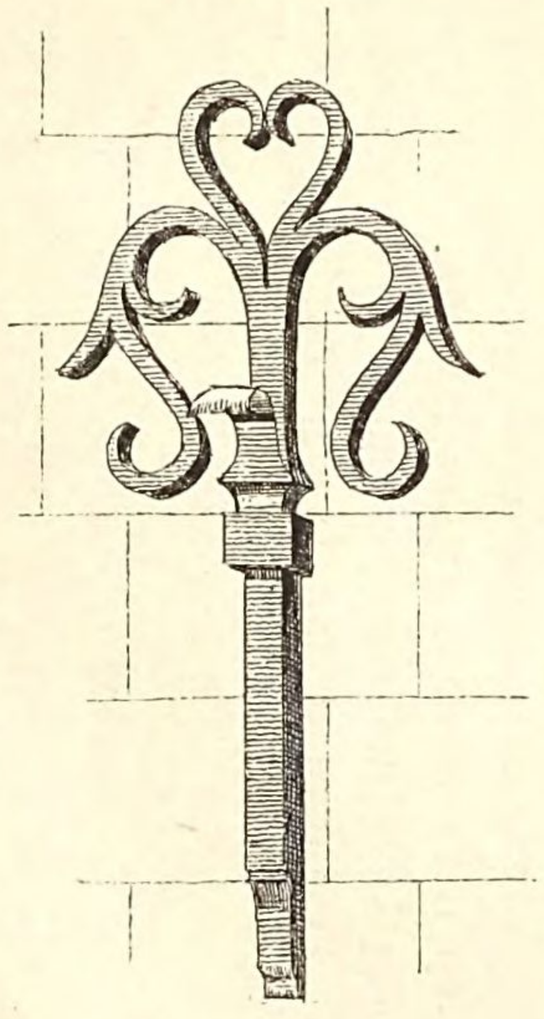


Fig. 522.

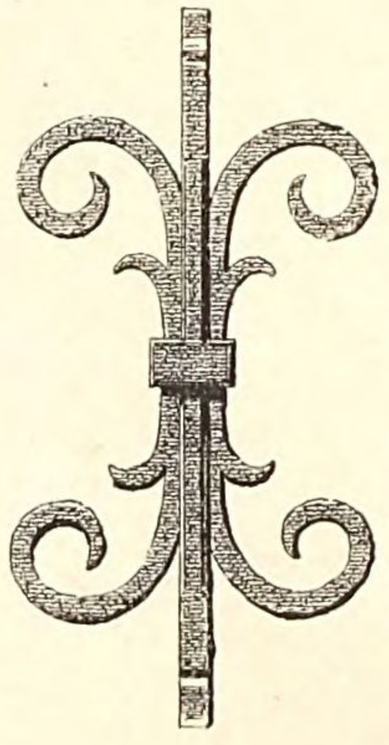


Fig. 523.

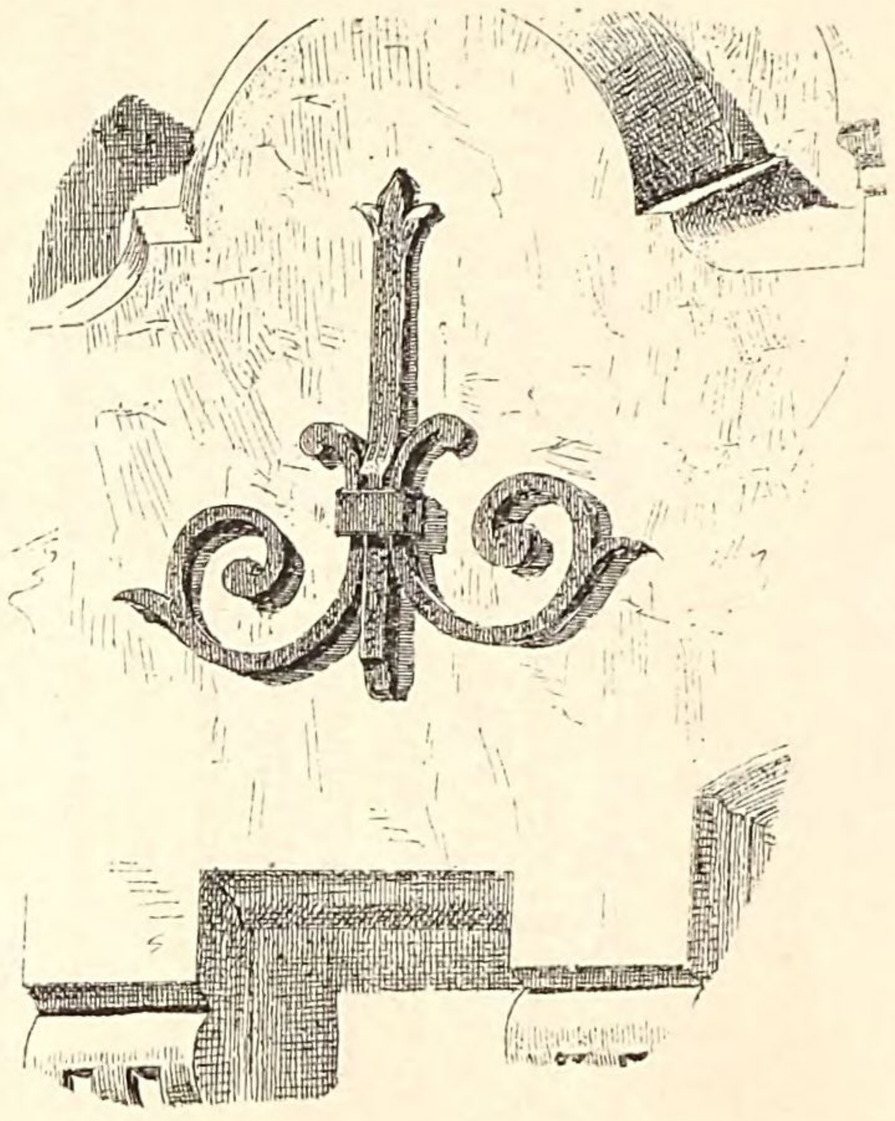


Fig. 524.

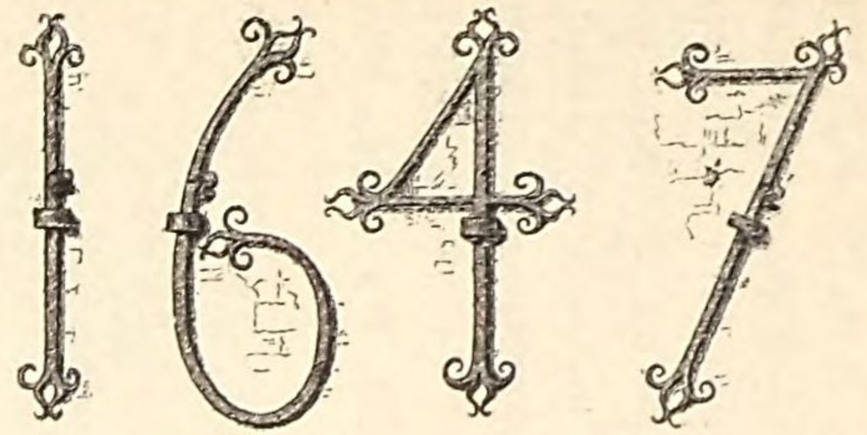
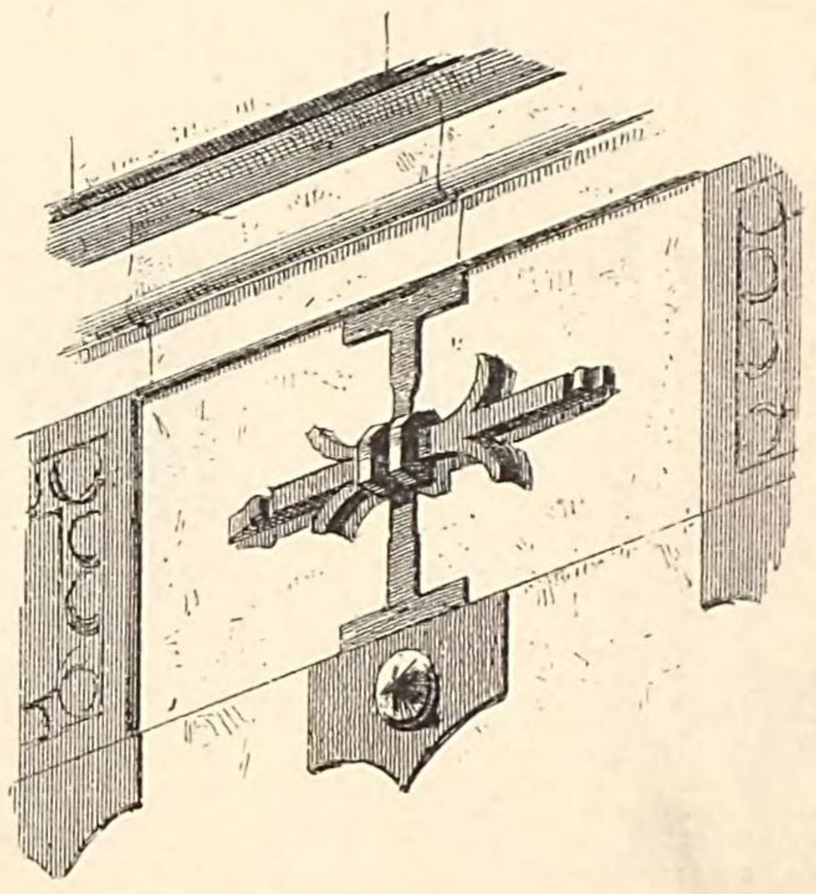
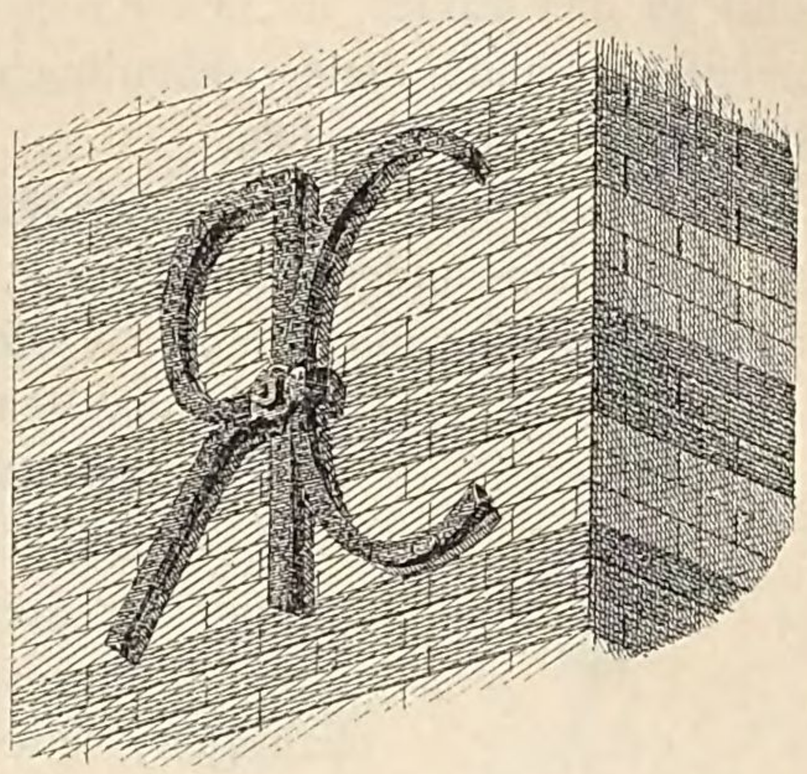


Fig. 525.



vertical geſtellt und mindeſtens 40 cm lang ſein. Er hat als Träger unter dem gleichmäſsigen Drucke des Mauerwerkes als Laſt und dem Zuge des Ankerauges als Auflager zu wirken, erhält daher einen hochkantig zur Mauer ſtehenden rechteckigen Querſchnitt. Beiſpiele ſolcher Anker geben die Fig. 514 bis 516.

Fig. 526.



Die bei Verankerung ganzer Balkenlagen in Reihen auftretenden Ankerſplinte können zur Herſtellung von Namen oder Jahreszahlen benutzt werden, indem man jedem Splinte die Form eines Buchſtabens (Fig. 517 u. 526) oder einer Ziffer (Fig. 520 u. 524) giebt; indeſs haben die Splinte auch anderweitige formale Durchbildungen erfahren (Fig. 518, 519, 521, 522, 523 u. 525).

Beſtehen die Anker aus Rundeiſen, ſo erſetzt man die Splinte gern durch Muttern mit groſsen guſseiſernen Druckplatten (Fig. 516).

274. Anker in Holz-Conſtructionen.

Zuganker in Holz-Conſtructionen bilden den Erſatz für Zug übertragende Hölzer, wie Zangen und Hängeſäulen, oder bilden die eine Schaar (Verticalen oder Diagonalen) in hölzernen Fachwerkträgern (vergl. den vorhergehenden Abſchnitt, Art. 163, S. 116).

Sie beſtehen faſt ausnahmslos aus Rundeiſen und werden an den Enden mittels Mutter und Gewinde oder mittels runden Auges und durchgeſteckten Bolzens an den Holztheilen befeſtigt. In dieſen Befeſtigungen iſt beſonders darauf Bedacht zu nehmen, daſs für die Uebertragung der Kräfte auf die Holztheile hinreichend groſse Druckflächen vorhanden ſind; die Muttern erhalten zu dieſem Zwecke entſprechend groſse und ſtarke Unterlagsſcheiben, die durchgeſteckten Bolzen im Holze Druckplättchen (Fig. 516).

Man fügt derartige Anker meiſt zu dem Zwecke in die Holz-Conſtructionen ein, um dieſe in Spannung bringen zu können, bevor ſie ihre volle Belaſtung erhalten. Erfolgt die Befeſtigung mittels Gewinde und Muttern an den Enden, ſo iſt dies durch ſcharfes Anziehen der Muttern ohne Weiteres möglich. Iſt die Befeſtigung aber mittels durchgeſteckter Bolzen erfolgt, ſo ſchneidet man den Anker mitten durch und verbindet die Enden mittels eines Spannſchloſſes (ſiehe Fig. 448, S. 163) oder mittels doppelter Verlaſchung angeſchweiſster Augen nach Fig. 433 oder 434 (S. 156, bezw. 157), indem man ſtatt des Bolzens einen Doppelkeil einſetzt und das Auge deſſen Länge entſprechend verlängert. Da ſelbſt ſcharf geſpannte horizontale Anker bei groſser Länge erheblich durchhängen, ſo hängt man ſie mittels ſtarker Drähte oder ſchwacher Rundeiſen an der Conſtruction auf.

275. Gewölbeanker.

Anker für Wölb-Conſtructionen haben den Zweck, den Schub der Wölbungen aufzuheben, wenn nicht hinreichend ſtarke Widerlager vorhanden ſind. Wird der Schub von einzelnen ſchmalen Bogen erzeugt, ſo ordne man an der Aufsenſeite jeder Widerlagsmauer in Kämpferhöhe einen durchlaufenden Träger an und verbinde dieſe beiden Träger in ſolchen Abſtänden durch Zuganker, daſs zwiſchen je zweien derſelben der durchweg gleichmäſsig wirkende Gewölbeſchub durch die Träger aufgenommen und auf die Anker übertragen werden kann.

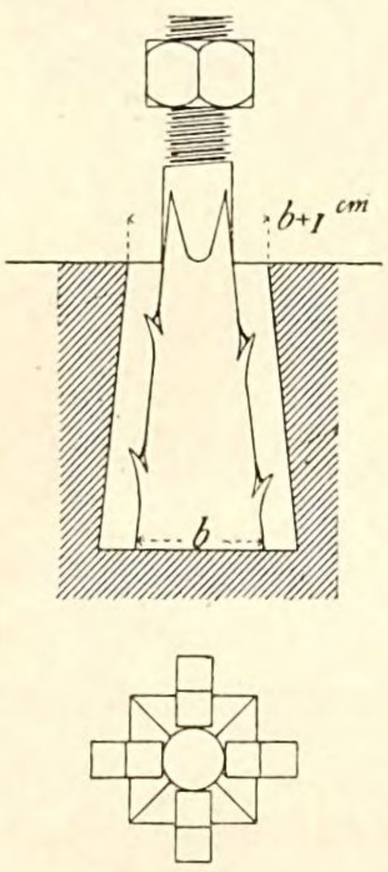
Der Querſchnitt ſolcher Anker iſt regelmäſsig rund, nur ſelten, wenn der Anker

ganz im Mauerwerke liegt oder den Anſchluſs anderer Theile geſtatten ſoll, flach und an den Enden in den Kreis übergeführt. Von ſolchen Ankern wird noch im nächſten Bande dieſes »Handbuches« (Abth. III, Abſchn. 2, A: Gewölbte Decken) eingehend die Rede ſein.

276. Fundament-Anker.

Fundament- oder Grundanker dienen meiſt zur Befeſtigung von Metalltheilen (z. B. Säulen, anderen Freiſtützen, Statuen etc.) auf gemauerten Unterſtützungen und haben entweder nur zufällige Verſchiebungen zu verhindern oder aber die befeſtigten Theile vor dem Umſturze unter dem Einfluſſe ſeitlich wirkender Kräfte, namentlich des Winddruckes, zu bewahren.

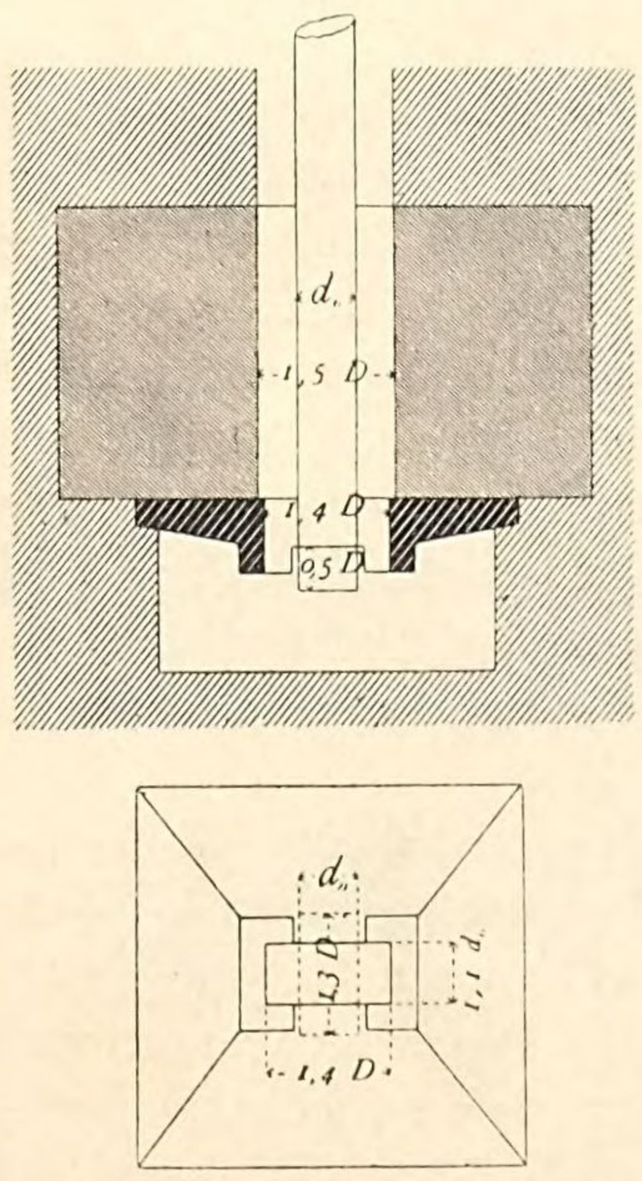
Fig. 527.



1) Sollen nur zufällige Verſchiebungen verhütet werden, ſo genügt die Steinſchraube (Fig. 527), welche in Durchmeſſern von 2 bis 4 cm ausgeführt wird. Der Schaft trägt unten einen vierkantigen, ſeltener runden Conus mit einem Anlaufe der Seiten von 1 : 15 bis 1 : 10, deſſen Kanten zweckmäſsig durch Meiſſelſchläge aufgerauht werden. Dieſer Conus wird in dem gleichfalls coniſchen Loche bei ſchweren und Erſchütterungen ausgeſetzten Conſtructionen durch eiſerne Zulagen (Fig. 527) feſt geſtellt und vergoſſen; bei ruhiger Belaſtung fehlen die Zulagen. Zum Vergieſsen wird Blei verwendet, das im kalten Loche aber meiſt nicht ausläuft und dann auch durch Verſtemmen nicht zu dichtem Schluſſe zu bringen iſt; man zieht daher jetzt meiſt guten Cement für dieſen Zweck vor. Die Tiefe des Eingriffes beträgt für kleine Bolzen 15 cm, ſteigt für die ſtärkſten nicht über 40 cm.

2) Haben die Anker Laſten zu tragen, wie dies z. B. bei Verankerungen gegen Winddruck immer der Fall iſt, ſo müſſen ſie eine ihrer Laſt entſprechende Menge Mauerwerk faſſen, daher ihr Auflager mittels Splint oder Mutter auf einer Druckplatte finden, welche behufs Faſſen groſser Mauermaſſen durch mehrere Anker in einen Träger übergehen kann. Da dieſe im Mauerwerk ſteckenden Platten ſchwer zugänglich ſind, ſo bringt man am oberen Ankerende ein Spannſchloſs an. Häufig kann man die in kleine Niſchen eingemauerten Druckplatten überhaupt nicht zugänglich erhalten; man giebt dem Anker dann einen rechteckigen Kopf, welcher zu tief durchgeſteckt, um 90 Grad gedreht und wieder angezogen den Anker in der entſprechend geformten Druckplatte unabänderlich feſt legt (Fig. 528). Die Druckplatte erhält einen Auflagerquader.

Fig. 528.



Die Grundplatten werden quadratiſch oder kreisrund aus Guſseiſen hergeſtellt; ſie müſſen eine ſo groſse Fläche F erhalten, daſs ſie den Ankerzug P [89]) mit Sicherheit auf eine hinreichend groſse Fläche übertragen. Iſt die im Anker wirkſame Zugkraft P in Kilogramm ausgedrückt, ſo iſt

89) Ueber die Ermittelung des Ankerzuges, ſo weit er bei zu verankernden Freiſtützen in Frage kommt, giebt das folgende Kapitel (Art. 296) die erforderlichen Anhaltspunkte.

für gewöhnliches Backſteinmauerwerk . $F = \frac{P}{7}$ Quadr.-Centim.,
» Klinkermauerwerk in Cementmörtel . $F = \frac{P}{12}$ » » ,
» loſe Quader . . . . . $F = \frac{P}{20}$ » » ,
» ſehr feſte Quader . . . . . $F = \frac{P}{45}$ » » ; } . . . 142.

zu machen.

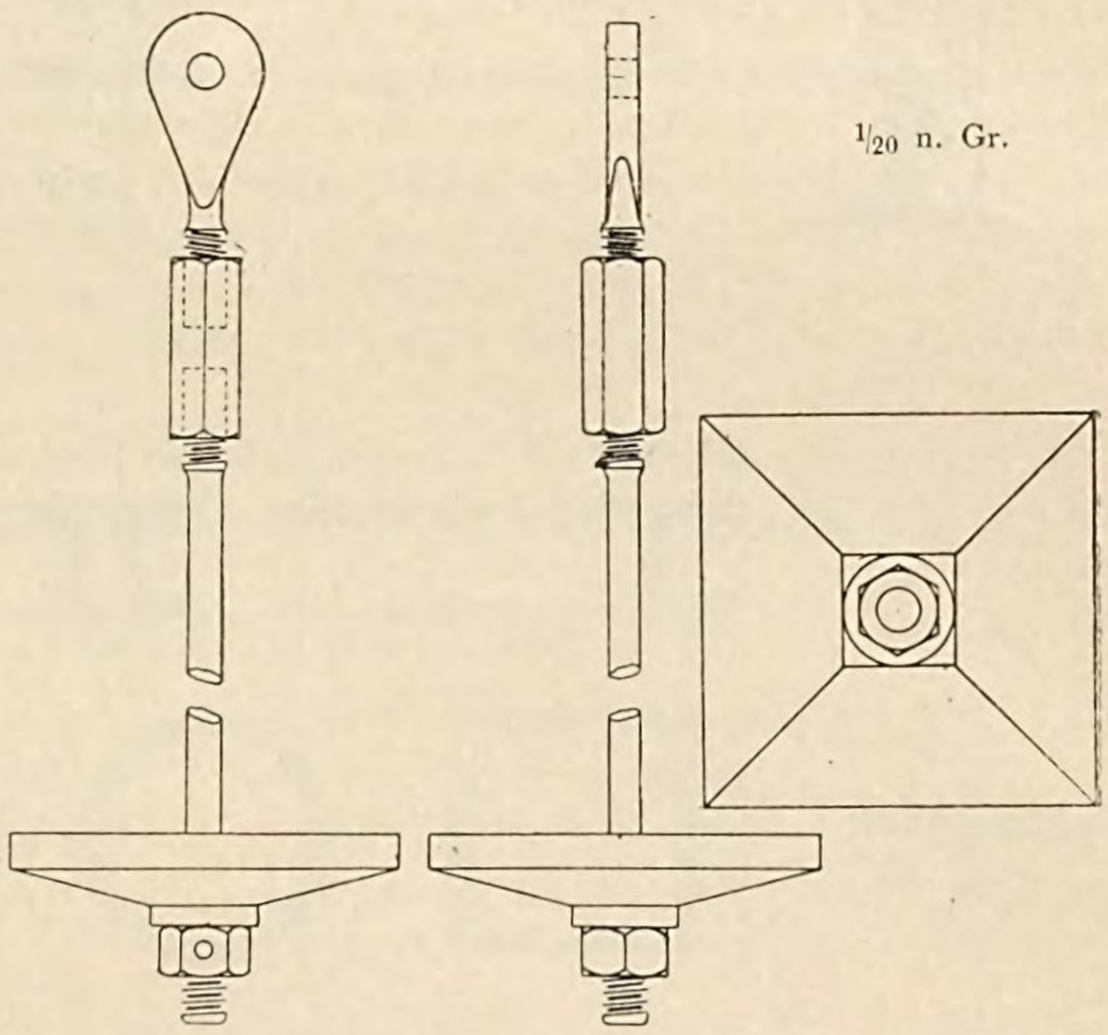
Die Dicke δ der Ankerplatten berechnet ſich zu

$\delta = 0{,}05 \sqrt{P}$ Centim. für kreisrunde Platten und
$\delta = 0{,}055 \sqrt{P}$ » » quadratiſche Platten.

Geht für eine ganze Reihe von zu verankernden Freiſtützen etc. die Ankerplatte in einen Träger über, ſo muſs dieſer die genügende Steifigkeit beſitzen, um unter dem Zuge zwiſchen je zwei Stützen nicht durchzubiegen.

Einzelheiten ausgeführter Anker-Conſtructionen ſind aus Fig. 529 bis 532 zu entnehmen.

Fig. 529.



1/20 n. Gr.

Fig. 529 zeigt die Anker, welche im Bahnhofe Friedrichſtraſse der Stadtbahn in Berlin die Füſse der Hallenbogen mit den Pfeilern der Viaducte verbinden, auf denen die Gleiſe ruhen. Die Anker liegen ſchräg geneigt in den Pfeilern, die Druckplatten ſo nahe an der Viaduct-Stirn, daſs man ſie leicht erreichen kann. Die Anker haben hier zugleich den Horizontalſchub der Bogen, ſo wie die horizontalen Windangriffe aufzunehmen. Die Mitten ihrer Bolzenaugen liegen in der Drehaxe der Gelenke, auf denen die Bogenfüſse ſtehen. Die Anker ſtecken in Drainrohren, welche behufs Erleichterung nachträglicher Einbringung der Anker bei der Aufführung der Pfeiler auf eine ſtarke Holzſtange gereiht mit eingemauert wurden.

Fig. 530.

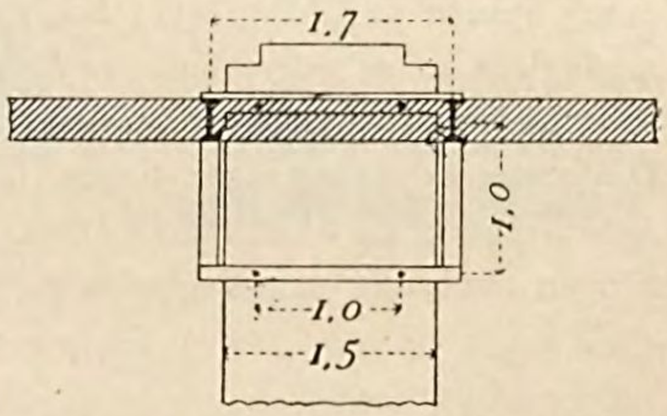


Fig. 531.

Fig. 530 bis 532 zeigen die Verankerung der Stiele in den Eiſen-Fachwerkwänden der Halteſtelle Bellevue auf der Stadtbahn in Berlin. Dieſe ſind ſo berechnet, daſs ſie den Winddruck auf die Aufsenwand einerſeits, den geringeren Winddruck auf das Hallendach von der anderen Seite tragen können. Die als Hebel für die Ankerzüge an die Stielfüſse angeſchloſſenen Conſolen haben wegen dieſer wechſelnden Windbeanſpruchung an jedem Ende einen Anker und einen Druckquader. Auch dieſe Halle ſteht auf ſteinernen Viaducten; es wurden jedoch, wegen architektoniſcher Anforderungen, die beiden über einem 1,5 m dicken Viaduct-Pfeiler ſtehenden Wandſtiele (Fig. 530) 1,7 m aus einander gerückt, und ſomit war unmittelbare verticale Verankerung unmöglich, da die Anker in dieſer Lage kein Mauerwerk mehr gefaſſt hätten. Es wurden daher zwiſchen die Stielfüſse und über die Conſolen-Enden die in Fig. 532 dargeſtellten Ankerträger gelegt, welche die Muttern der 1 m von einander abſtehenden Anker tragen. Die Druckplatten wurden

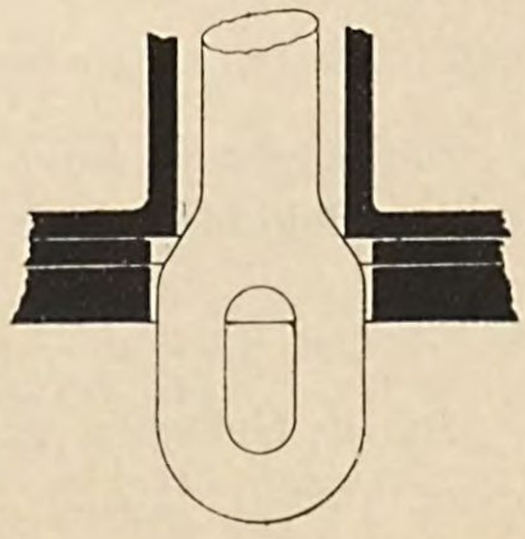
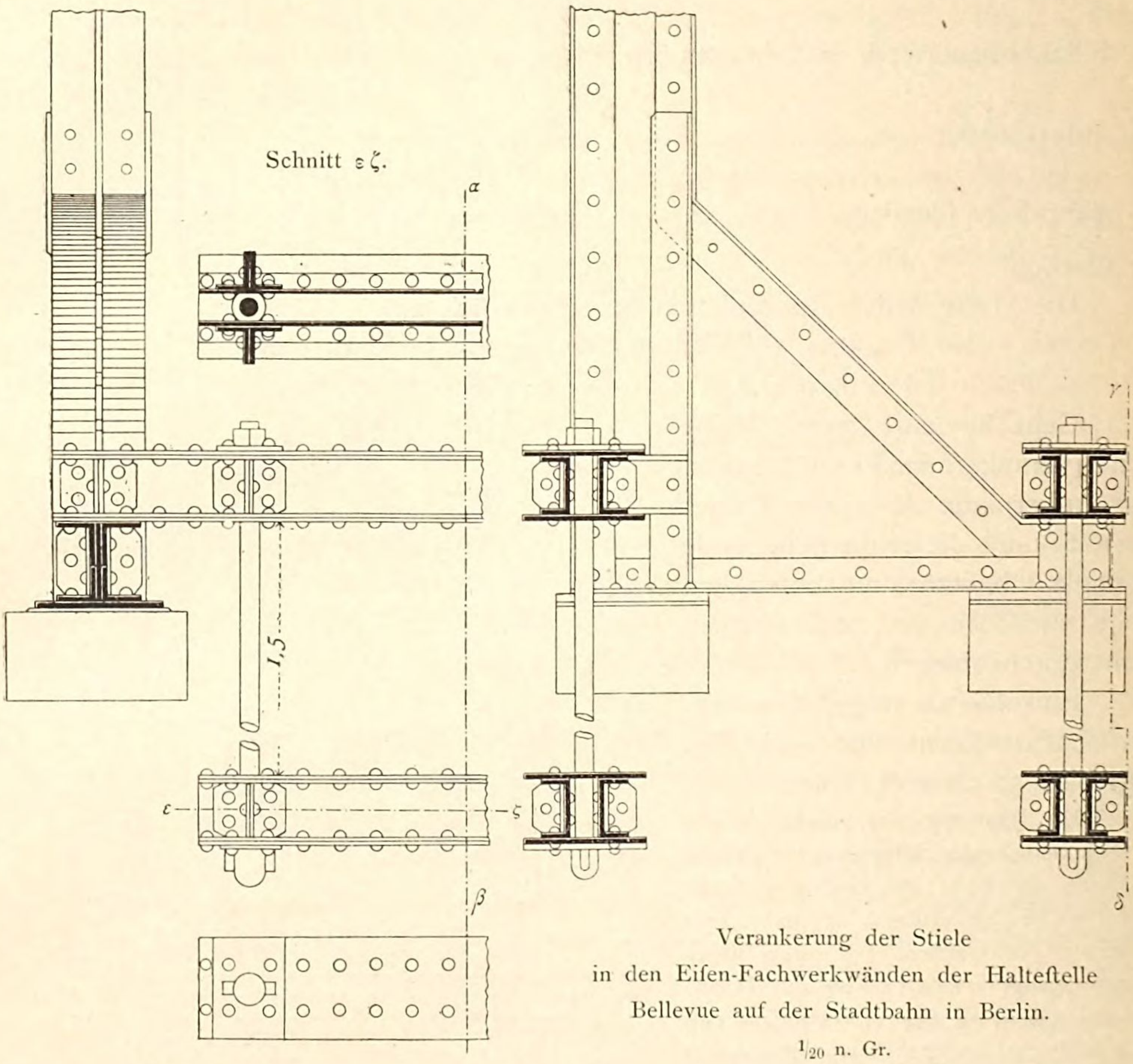


Fig. 532.



Verankerung der Stiele
in den Eifen-Fachwerkwänden der Halteftelle
Bellevue auf der Stadtbahn in Berlin.

1/20 n. Gr.

gleichfalls als folche Träger ausgebildet, welche die Pfeilerftärke nicht ganz durchfetzen, alfo nicht ficht-bar find, und die obere Gurtung diefer bietet die erforderliche Druckfläche. Unten erfolgt die Befeftigung durch Splinte nach Fig. 531; Nachfpannen ift alfo nur mit Hilfe der oberen Muttern möglich. Um diefe zugänglich zu erhalten, find die Confolen der beiden Wandftiele nebft den oberen Ankerträgern mit einer Schachtmauerung umgeben, welche, mit einer Gufsplatte abgedeckt, von Arbeitern beftiegen werden kann. Die unteren Ankerträger liegen fo tief im Pfeiler, dafs der lichte lothrechte Abftand zwifchen den Ankerträgern 1,5 m beträgt. Diefe Tiefe hängt von der Gröfse der Mauerlaft ab, welche an den Ankern hängen mufs, um das Angriffsmoment des Winddruckes aufzuheben.

6. Kapitel.

Freiftützen.

Freiftützen in Eifen werden, da fie in der Regel vorwiegend Druckfpannungen ausgefetzt find, fowohl in Gufseifen, wie in Schmiedeeifen ausgeführt.

a) Freiftützen in Gufseifen.

277. Anwendung.

Die in Gufseifen ausgeführte Freiftütze hat in vielen Fällen dadurch Unglücksfälle verurfacht, dafs fie bei Feuersbrünften ftark erhitzt, dann, vom kalten Strahle

des Spritzenſchlauches getroffen, ſprang und plötzlich zuſammenbrach. Dieſer Mangel hat ſchon ſeit längerer Zeit die gufseiſerne Freiſtütze, wie den gufseiſernen Träger aus den Hochbauten nordamerikaniſcher Städte ganz verbannt, wo ſie durch Schmiedeeiſen erſetzt iſt. In Europa überwiegt die Verwendung des Gufseiſens für dieſe Conſtructionstheile, wegen der bequemen Formengebung und des meiſt geringeren Preiſes gegenüber dem des Schmiedeeiſens, noch erheblich.

Indeſs iſt durch die neue »Baupolizeiliche Vorſchrift über Stützen-Conſtructionen in Hochbauten in Berlin« (vom 4. April 1884[90]) die Verwendung gufseiſerner Freiſtützen unter maſſiven Wänden von Gebäuden, welche unten Geſchäfts-, oben Wohnräume enthalten, von der Bedingung abhängig gemacht, dafs dieſe Stützen durch feſte Ummantelungen aus Schmiedeeiſen der unmittelbaren Berührung durch Feuer und Waſſer entzogen werden; anderenfalls dürfen ſie nur aus Schmiedeeiſen oder aus Klinkermauerwerk in Cementmörtel gebildet ſein[91]). Als anderweite Mittel, um die Erhitzung von gufseiſernen Freiſtützen zu verhindern, ſind für hohle Querſchnitte Vorkehrungen zu ſchneller Füllung mit Waſſer oder zur Erzeugung von friſchem Luftzuge von unten her bei Feuersgefahr vorgeſchlagen; dieſe ſtofsen jedoch meiſt auf Schwierigkeiten und ſind in ihrem Erfolge nicht erprobt[92]). Bei ſchweren Laſten iſt auch die häufig durchgeführte Ausnutzung hohler Freiſtützen zu Rauchrohren nicht zu empfehlen, da die Erhitzung der Wandungen und die Einführung des Feuerzuges die Tragfähigkeit weſentlich beeinträchtigen. Auch die Benutzung des Inneren hohler Freiſtützen zur Ableitung von Waſſer ſoll dann vermieden werden, wenn die Stütze dem Froſte ausgeſetzt iſt, da gefrorenes Waſſer die Wandungen ſprengt. Iſt dieſe Art der Ausnutzung in nicht froſtfreier Lage nicht zu umgehen, ſo ſoll man die Wandungen in nicht zu weiter Theilung mit kleinen Bohrlöchern durchbrechen, damit das quellende Eis einigen Ausweg findet, und die inneren Leitungsrohre aus Gufseiſen herſtellen.

278. Querſchnitt.

Die Querſchnittsformen gufseiſerner Freiſtützen ſind bei völlig freier Stellung der Keisring (Fig. 533), der quadratiſche Kaſten (Fig. 534) und das Kreuz (Fig. 535). Stehen die Stützen in der Richtung einer Wand als Einfaſſung grofser Oeffnungen, ſo verwendet man den Querſchnitt nach Fig. 536, den I- (Fig. 537) oder den [-förmigen Querſchnitt (Fig. 538), bei denen der Steg gewöhnlich durchbrochen iſt[93]).

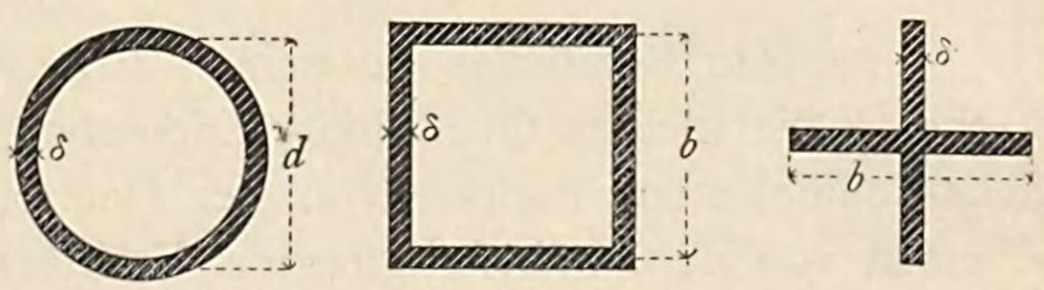


Fig. 533. Fig. 534. Fig. 535.

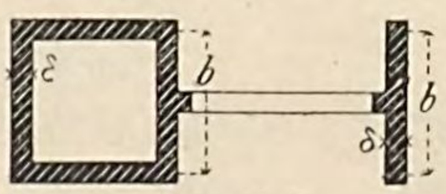


Fig. 536.

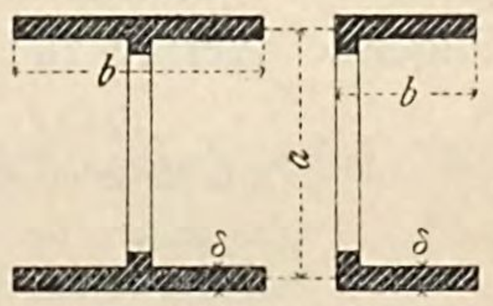


Fig. 537. Fig. 538.

Bezüglich der Höhenentwickelung der Stützen iſt zu beachten, dafs plötzliche Ausladungen in Fufs- oder Kopfprofilen, welche den Querſchnitt plötzlich, ohne Verſtärkung, auf einen gröfseren Umfang bringen, bereits Grund zu Zuſammenbrüchen geworden ſind, indem der ſchräge Theil der Ausweitung ringsum abgeſchert wurde und der engere Theil ſich in den weiteren hineinſchob. Der Stützenquerſchnitt ſoll daher thunlichſt unverändert durchlaufen, weshalb weit ausladende Formen maſſiv angegoſſen, beſſer in leichter Ausführung umgelegt werden; die erſtere Art der Herſtellung bringt Gefahren durch die erheblichen und meiſt plötzlichen Schwankungen der Wandſtärke, ſo dafs das letztere Verfahren vorzuziehen iſt.

---

90) Siehe: Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 152. — Deutſche Bauz. 1884, S. 190. — Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 174.

91) Durch dieſe Beſtimmung veranlafst, hat neuerdings *Baufchinger* vergleichende Verſuche über die Tragfähigkeit von erſt erhitzten, dann kalt angeſpritzten Säulen aus Gufseiſen und Schmiedeeiſen angeſtellt, nach denen die erſteren den letzteren überlegen ſein ſollen. (Vergl.: BAUSCHINGER, J. Mittheilungen aus dem mechaniſch-techniſchen Laboratorium an der k. techniſchen Hochſchule in München. 1885, Heft 12 — ferner: Wochbl. f. Baukde. 1885, S. 125 u. 149.)

92) Siehe auch Theil III, Bd. 6 dieſes »Handbuches«, Abth. V, Abſchn, 1, Kap. 1: Sicherungen gegen Feuer.

93) Ueber Ausbildung der nicht centralen Querſchnitte ſiehe: Deutſche Bauz. 1881, S. 344 u. 1882, S. 468.

Glaubt man zur Erzielung von kräftigen Profilirungen die Ausweitung des ganzen Stützenquerſchnittes auch im Inneren nicht entbehren zu können, ſo muſs die Ausweitungsſtelle im Inneren durch ſtarke, nach oben und unten ſchlank verlaufende Rippen verſtärkt werden.

Hat die Stütze nicht in allen horizontalen Schnitten gleichen Querſchnitt, ſo iſt für die Berechnung auf einfachen Druck der abſolut kleinſte, für die Berechnung auf Zerknicken in der Regel der in halber Höhe liegende Querſchnitt maſsgebend.

279. Beanſpruchung und Berechnung.

Die Beanſpruchung guſseiſerner Freiſtützen durch äuſsere Kräfte iſt vertical und ganz oder nahezu centriſch. In den ſeltenen Fällen, in denen die äuſseren Kräfte horizontal, geneigt oder erheblich excentriſch wirken, verwendet man zweckmäſsiger Schmiedeeiſen.

Die Berechnung der guſseiſernen Freiſtützen erfolgt daher hier nur für Längsdruck, welcher in oder nahe der Stützen-Schwerpunktsaxe wirkt.

280. Längsdruck in der Schweraxe wirkſam.

1) Der Längsdruck erfolgt in der Schwerpunktsaxe. Die Länge l_1, welche die Stütze haben darf, damit die Querſchnittsbemeſſung lediglich auf den Druck K (in Kilogr. für 1 qcm) ohne Rückſicht auf Zerknicken nach der Gleichung $P = F K$ [94]) erfolgen kann, iſt aus der Gleichung [95]) zu ermitteln:

$$l_1 \leqq h \sqrt{C} \sqrt{\frac{E}{s K}} \sqrt{c} \quad .$$

Für längere Stützen folgt die zuläſſige Laſt P mit Rückſicht auf Zerknicken, welche gleich oder gröſser, als die wirklich vorhandene Laſt ſein muſs, aus der Gleichung [96])

$$P \leqq \frac{C E c F h^2}{s l^2} .$$

In dieſen Relationen bezeichnet l die Höhe der Freiſtütze, F ihre Querſchnittsfläche, h die kleinſte Querſchnitts-Dimenſion, E den Elaſticitäts-Modul, s den Sicherheits-Coefficienten, c einen von der Querſchnittsform abhängigen Coefficienten und C einen von der Endbefeſtigung der Freiſtütze abhängigen Coefficienten. Der letztere Coefficient nimmt nach Theil I, Band 1 (Art. 340, S. 303) in den drei dort angeführten gewöhnlichen (durch Fig. 135, 136 u. 138 veranſchaulichten) Stützfällen folgende Werthe an:

	Fall 1: Ein Ende eingeſpannt, das andere frei drehbar und verſchiebbar.	Fall 2: Beide Enden frei drehbar und vertical geführt.	Fall 4: Ein Ende eingeſpannt, das andere frei drehbar und vertical geführt.
$C =$	$\frac{\pi^2}{4}$	π^2	$2\,\pi^2$.

Es iſt weiter $E = 1\,000\,000$ kg für 1 qcm, $s = 8$, $K = 500$ kg für 1 qcm zu ſetzen, und es lauten die obigen Gleichungen alsdann:

$$l_1 \leqq 15{,}81\ h \sqrt{c\,C} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 143.$$

$$P \leqq 125\,000\ \frac{C\,c\,F\,h^2}{l^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 144.$$

α) Für den Kreisring-Querſchnitt (Fig. 533) erfolgt die Berechnung nach der Gleichung 127. (S. 302) des genannten Bandes: $\delta\, d\, \pi \,.\, 500 = P$, ſo lange gemäſs Gleichung 143. für $c = \frac{1}{8}$ ſtattfindet (S. 306 ebendaſ.):

---

94) Siehe Gleichung 127. (S. 302) in Theil I, Bd. 1 dieſes »Handbuches«.

95) Siehe Gleichung 131. (S. 303) ebendaſ.

96) Siehe Gleichungen 128. u. 130. (S. 302 u. 303) ebendaſ.

Fall 1: Fall 2: Fall 4:

$$d \geqq \frac{l}{8{,}78} \qquad \frac{l}{17{,}56} \qquad \frac{l}{24{,}82} \quad \ldots\ldots \text{145.}$$

Sind diefe Längenverhältniffe nicht einzuhalten, fo ergeben fich zuläffige Laft P, mittlerer Durchmeffer d oder Wandftärke δ für $h = d$, $c = \frac{1}{8}$ nach Gleichung 144. zu:

$$P \leqq 49062\ C \frac{\delta\, d^3}{l^2}, \quad d \geqq \sqrt[3]{\frac{P\, l^2}{49062\ C\, \delta}} \quad \text{und} \quad \delta \geqq \frac{P\, l^2}{49062\ C\, d^3} \quad \text{146.}$$

In folchen Fällen, wo der äufsere Durchmeffer unabänderlich vorgefchrieben ift, mufs man für δ eine vorläufige Annahme machen, welche durch zweimalige Rechnung zu corrigiren ift; man wähle dabei $\delta \begin{matrix} > 14 \\ < 41 \end{matrix}$ Millim.

β) Für den quadratifchen Kaftenquerfchnitt (Fig. 534) ift nach Gleichung 130. (S. 303) des genannten Bandes

$$c = \frac{2\,\frac{\delta\, b^3}{12} + 2\,\delta\, b \left(\frac{b}{2}\right)^2}{4\,\delta\, b\, b^2} = \frac{1}{6}.$$

Gleichung 143. giebt für das die Gefahr des Zerknickens ausfchliefsende Verhältnifs der Breite zur Länge

Fall 1: Fall 2: Fall 4:

$$b \geqq \frac{l}{10{,}14} \qquad \frac{l}{20{,}28} \qquad \frac{l}{28{,}68} \quad \ldots\ldots \text{147.}$$

Ift dies nicht einzuhalten, fo mufs werden (nach Gleichung 144.)

$$P \leqq \frac{83332\ C\, b^3\, \delta}{l^2}, \quad b = \sqrt[3]{\frac{P\, l^2}{83332\ C\, \delta}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{P\, l^2}{83332\ C\, b^3} \quad \text{148.}$$

γ) Für Stützenquerfchnitte nach Fig. 536 — in welchen die Querftege in der weiter unten zu befprechenden Theilung zu wiederholen und die für die Berechnung des Gefammtquerfchnittes zu vernachläffigenden Rippen zwifchen diefen Stegen etwa 5 cm breit zu machen find — ift annähernd

$$c = \frac{\frac{3\,\delta\, b^2}{12} + 2\,\delta\, b \left(\frac{b}{2}\right)^2}{5\,\delta\, b\, b^2} = \frac{3}{20};$$

folglich das die Gefahr des Zerknickens ausfchliefsende Breitenmafs nach Gleichung 143.:

Fall 1: Fall 2: Fall 4:

$$b \geqq \frac{l}{9{,}61} \qquad \frac{l}{19{,}23} \qquad \frac{l}{27{,}2} \quad \ldots\ldots \text{149.}$$

Bei geringerer Abmeffung für b mufs nach Gleichung 144. ftattfinden:

$$P \leqq \frac{93750\ C\, b^3\, \delta}{l^2}, \quad b = \sqrt[3]{\frac{P\, l^2}{93750\ C\, \delta}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{P\, l^2}{93750\ C\, b^3} \quad \text{150.}$$

δ) Für den Kreuzquerfchnitt (Fig. 535) ift nach Art. 346 (S. 307) des genannten Bandes $c = \frac{1}{24}$; folglich die nicht zerknickende Breite nach Gleichung 143.

$$b \geqq \frac{l}{5{,}07} \qquad \frac{l}{10{,}14} \qquad \frac{l}{14{,}34} \quad \ldots\ldots \text{151.}$$

Ift b kleiner als diefes Mafs, fo mufs nach Gleichung 144. fein

$$P \leqq \frac{10416\ C\, \delta\, b^3}{l^2}, \quad b = \sqrt[3]{\frac{P\, l^2}{10416\ C\, \delta}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{P\, l^2}{10416\ C\, b^3} \quad \text{152.}$$

ε) Für den I- und C-förmigen Querfchnitt (Fig. 537 u. 538) ift

$$c = \frac{2\,\delta\,b^3}{12\;2\,\delta\,b\,b^2} = \frac{1}{12}.$$

Bezüglich der Rippen und Stege gilt das zu Fig. 536 Gefagte. Die nicht zerknickende Breite wird hier nach Gleichung 143.:

Fall 1:	Fall 2.	Fall 4:	
$b \geqq \frac{l}{7{,}17}$	$\frac{l}{14{,}34}$	$\frac{l}{20{,}28}$	. . . . . 153.

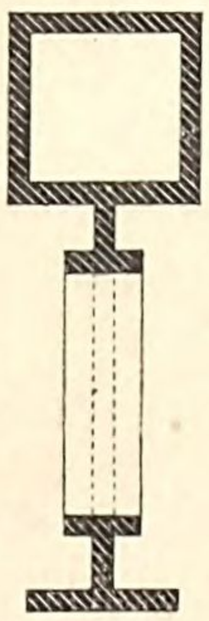
Für geringere Breiten mufs nach Gleichung 144. fein:

$$P \leqq \frac{20\,833\;C\,\delta\,b^3}{l^2}, \quad b = \sqrt[3]{\frac{P\,l^2}{20\,833\;\delta\;C}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{P\,l^2}{20\,833\;C\,b^3} \quad . \quad . \quad 154.$$

Sollte in diefen Querfchnitten einmal ausnahmsweife a gegen b fo klein werden, dafs das Trägheitsmoment für die zu den Flanfchen parallele Axe das kleinfte wird,

fo find die Formeln 153 u. 154 für $c = \frac{2\,b\,\delta\left(\frac{a}{2}\right)^2}{2\,b\,\delta\,a^2} = \frac{1}{4}$ aufzuftellen.

Fig. 539.



ζ) Mehrfach zufammengefetzte Querfchnitte, wie der fehr häufig verwendete in Fig. 539, find nach dem für fchmiedeeiferne Stützen zu erläuternden Verfahren (Art. 288) zu berechnen.

Die Theilung λ, innerhalb deren bei den Querfchnitten Fig. 536, 537, 538 u. 539 mit offenen Stegen je zwei Stege vorhanden fein müffen, ergiebt fich bei s-facher Sicherheit[97]) zu:

$$\lambda = 2\,\pi\,\sqrt{\frac{E\,\mathfrak{J}_{min}}{s\,P}}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 155.$$

oder für einfache Querfchnitte gemäfs $\mathfrak{J}_{min} = c\,F\,h^2$ zu

$$\lambda = 2\,\pi\,h\,\sqrt{\frac{c\,E\,F}{s\,P}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 156.$$

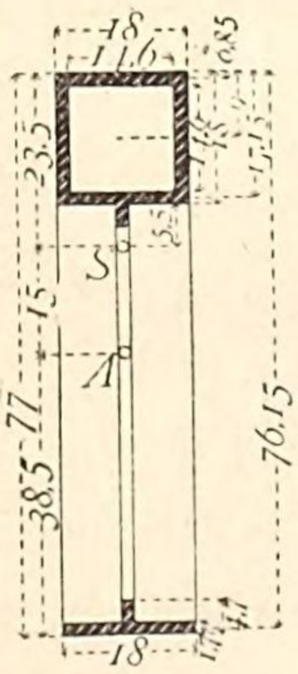
Bei der Benutzung aller diefer Formeln find die Kräfte in Kilogr. und die Längen in Centim. einzuführen.

281. Beifpiele.

Beifpiele: 1) Die Freiftütze für den Träger eines Schaufenfters hat bei 375 cm Länge 47 000 kg zu tragen, mufs als oben und unten verdrehbar gehalten (Fall 2) angefehen werden und foll einen Querfchnitt nach Fig. 536 u. 540 mit 18 cm gröfster Breite erhalten; die für die Berechnung unwefentliche Tiefe ift 77 cm. Da die äufsere Breite nur 18 cm betragen foll, fo darf b mit nur etwa $18 - 3 = 15$ cm angefetzt werden, und die Länge, bei welcher die Stütze einfach auf 500 kg Druck für 1 qcm zu berechnen fein würde, ift nach Gleichung 149.

$$l_1 = 19{,}23 \,.\, 15 = 288 \text{ Centim.}$$

Fig. 540.

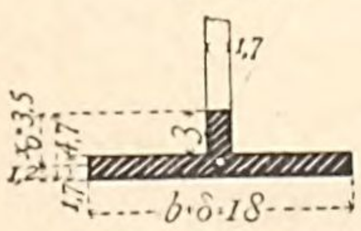


Da die Stütze länger ift, mufs fie nach den Gleichungen 150. bemeffen werden, und zwar wird

$$\delta = \frac{47\,000 \,.\, 375^2}{93\,750 \,.\, \pi^2 \,.\, 15^3} = 2{,}09 \text{ Centim.};$$

b ift fomit genauer $= 18 - 2{,}09 = 16{,}0$ cm einzuführen; l_1 wird mit $19{,}23 \,.\, 16{,}0 = 307$ cm kleiner, als die Länge der Stütze, und die Wandftärke wird nach den Gleichungen 150. genauer

Fig. 541.



$$\delta = \frac{47\,000 \,.\, 375^2}{93\,750 \,.\, \pi^2 \,.\, 16{,}0^3} = 1{,}75 \text{ Centim.},$$

wofür mit Rückficht auf abermalige Vergröfserung von b die Wandftärke $\delta = 1{,}7$ cm ausgeführt wird.

97) Nach Gleichung 94. (S. 296) in Theil I, Bd. 1 diefes »Handbuches«.

Es iſt noch feſt zu ſtellen, in welchen Abſtänden der hintere Flanſch mit dem vorderen Kaſten durch Stege verbunden werden muſs. Es iſt nach Fig. 541

$$x_o\,(18 \cdot 1{,}7 + 3 \cdot 1{,}7) = 18 \cdot 1{,}7\,\frac{1{,}7}{2} + 3 \cdot 1{,}7\left(1{,}7 + \frac{3}{2}\right),\ \text{woraus}\ x_0 = 1{,}16 = \backsim 1{,}2\,;$$

ferner

$$\mathcal{J}_{min} = 18\,\frac{1{,}2^3 + (1{,}7 - 1{,}2)^3}{3} + 1{,}7\,\frac{3{,}5^3 - 0{,}5^3}{3} = 36.$$

Die auf den Hinterflanſch kommende Laſt iſt bei Laſtübertragung im Schwerpunkte des ganzen Stützenquerſchnittes und bei der dann entſtehenden gleichförmigen Vertheilung, da der Hinterflanſch $\frac{1}{5}$ des Geſammtquerſchnittes ausmacht, gleich $\frac{1}{5}$ der ganzen Laſt, alſo $\frac{47\,000}{5} = 9400\,\text{kg}$; ſomit wird nach Gleichung 155. (für $s = 8$) $\lambda = 2\,\pi\,\sqrt{\frac{1\,000\,000 \cdot 36}{8 \cdot 9400}} = 225\,\text{cm}$. Die Stege müſſen ſich alſo in Abſtänden von mindeſtens 113 cm wiederholen.

2) Eine frei ſtehende Säule, deren oberes Ende frei beweglich iſt, während ſie unten mit breiter Platte aufſteht (Fall 1), hat bei 7,5 m Länge eine Belaſtung von 56000 kg zu tragen; ſie ſoll bequemen Guſſes wegen 2,8 cm Wandſtärke erhalten; welchen Durchmeſſer muſs ſie in halber Höhe haben?

Nach Gleichung 146. iſt $\left(\text{für } C = \frac{\pi^2}{4}\right)\ d = \sqrt[3]{\frac{56\,000 \cdot 750^2 \cdot 4}{49\,062 \cdot \pi^2 \cdot 2{,}8}} = 45\,\text{cm}$, folglich der äuſsere Säulendurchmeſſer in der Mitte der Höhe gleich 47,8 cm oder rund 48 cm. Soll die Säule Schwellung erhalten, ſo muſs für den ſchwächſten Querſchnitt am oberen Ende noch ſtattfinden $2{,}8\,d\,\pi \cdot 500 = 56\,000$ oder $d = 13\,\text{cm}$; der äuſsere Durchmeſſer brauchte alſo nur rund 16 cm zu ſein, und es kann ſomit jedes praktiſch verwendbare Maſs der Schwellung ausgeführt werden.

3) In eine 1 Stein ſtarke Innenwand ſoll ein I-förmiger Ständer geſtellt werden, deſſen Flanſche behufs bündigen Einputzens 1,8 cm dick ſein müſſen, ſo daſs die ganze Höhe des Profiles 28,6 cm beträgt. Der Ständer iſt 4,5 m hoch, oben und unten verdrehbar (Fall 2) und trägt 36 000 kg; wie breit müſſen die Flanſche gegoſſen werden?

Sollte die Rückſicht auf Zerknicken auſser Acht gelaſſen werden dürfen, ſo müſſte nach Gleichung 153. b aus $\frac{l}{14{,}34}$ beſtimmt werden, alſo $\frac{450}{14{,}34} = 31\,\text{cm}$ betragen. Da dieſe Breite unbequem iſt, ſoll die geringſte wegen der Gefahr des Zerknickens zuläſſige ausgeführt werden, welche nach Gleichung 154. aus $b = \sqrt[3]{\frac{36000 \cdot 450^2}{20\,833 \cdot 1{,}8 \cdot \pi^2}}$ mit 26,9 cm oder rund 27 cm folgt. Wird die Mittelwand nicht voll gegoſſen, ſo iſt die Theilung der Verbindungsſtege zu berechnen, wie in Beiſpiel 1.

282. Längsdruck nahe der Schweraxe wirkſam.

2) Der Längsdruck wirkt im Abſtande u von der Schwerpunktsaxe. Bei Freiſtützen wird u ſtets in der Richtung einer der Symmetrie-Axen (Trägheits-Hauptaxen, ſiehe Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches«, Art. 314, S. 270) liegen, ſo daſs für die aus der Excentricität entſtehende Biegung die zu u ſenkrechte neutrale Axe und eines der Hauptträgheitsmomente $\mathcal{J}$ in Frage kommen. Es bezeichne noch e den Abſtand der äuſserſten Faſern von der neutralen Axe.

Man bemeſſe den Querſchnitt zunächſt für Druck in der Schweraxe nach obigen Regeln auf Zerknicken, und unterſuche dann den Einfluſs der excentriſchen Wirkung, indem man die Spannungswerthe [98])

$$\sigma = \frac{P}{F}\left(1 \pm \frac{F}{\mathcal{J}}\,u\,e\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ 157.$$

berechnet; darin iſt für die entfernteſte Faſer auf derjenigen Seite der neutralen Axe, auf welcher P wirkt, neben dem entſprechenden Werthe von e das Plus-Zeichen, für die entfernteſte Faſer der abgewendeten Seite das Minus-Zeichen zu berückſichtigen, Für die einfachen Querſchnitte (Fig. 533, 534, 535, 537 u. 538) kann man auch hier $\mathcal{J} = c\,F\,h^2$ einführen; die Gleichung lautet dann:

[98]) Nach Gleichung 50. (S. 273) in Theil I, Bd. 1 dieſes »Handbuches«.

$$\sigma = \frac{P}{F}\left(1 \pm \frac{u\,e}{c\,h^2}\right), \quad \ldots \ldots \ldots \quad 158.$$

worin nun h die Querſchnitts-Dimenſion normal zur neutralen Axe bedeutet.

Sollte das Binom in der Klammer für eine der äuſserſten Faſern negativ, d. h. $u\,e > c\,h^2$ oder $F\,u\,e > \mathcal{J}$ werden, ſo ergäbe ſich für σ Zugſpannung, und es empfiehlt ſich dann, den Querſchnitt ſo abzuändern, daſs auch in dieſer Faſer Druck entſteht; auf der anderen Seite darf σ den Werth von höchſtens 650 kg nicht überſchreiten.

283. Beiſpiel.

Beiſpiel. Auf die Freiſtütze des Beiſpieles 1 in Art. 281 ſei die Laſt von 47 000 kg ſo gelagert, daſs ſie in der Mitte A (Fig. 540) der Tiefe von 77 cm angreift. Hier iſt $F = 3 \cdot 18 \cdot 1{,}7 + 2 \cdot 14{,}6 \cdot 1{,}7 = 141$ qcm; der Abſtand x_0 des Schwerpunktes von der Vorderkante folgt aus

$$x_0 = \frac{18 \cdot 1{,}7\,(0{,}85 + 17{,}15 + 76{,}15) + 2 \cdot 14{,}6 \cdot 1{,}7 \cdot 9}{141} = \backsim 23{,}5\,;$$

ſomit iſt für die Zugſeite $e = 23{,}5$ cm, für die Druckſeite $e = 77 - 23{,}5 = 53{,}5$ cm das Trägheitsmoment für die Schwerpunktsaxe, welches berechnet werden muſs; weil hier Gleichung 157. zur Verwendung kommt, iſt

$$\mathcal{J} = 18\,\frac{23{,}5^3 - 21{,}8^3 + 7{,}2^3 - 5{,}5^3 + 53{,}5^3 - 51{,}8^3}{3} + 2 \cdot 1{,}7\,\frac{21{,}8^3 - 7{,}2^3}{3} = 113\,096.$$

Die gröſsten Spannungen ſind demnach nach Gleichung 157.

$$\sigma = \frac{47\,000}{141}\left(1 + \frac{15 \cdot 53{,}5 \cdot 141}{113\,096}\right) = 666\text{ kg}$$ Druck an der Innenkante und

$$\sigma = \frac{47\,000}{141}\left(1 - \frac{15 \cdot 23{,}5 \cdot 141}{113\,096}\right) = 187\text{ kg}$$ Druck auſsen.

Die Stütze genügt demnach eben für die excentriſche Belaſtung. Die ſtärkere Belaſtung des Innenflanſches hat nun aber nach Maſsgabe der Gleichung 155. eine Verkürzung der Theilung λ der Verbindungsſtege zur Folge.

284. Ausführung.

Die Herſtellung der guſseiſernen Stützen erfolgt der Einfachheit halber bei groſser Länge in liegender Stellung; dieſe Art geſtattet zwar den Guſs ſehr langer Theile in einem Stücke; doch fällt der Guſs leicht locker und blaſig aus, weil das flüſſige Eiſen nur unter geringem Drucke ſteht, und die Luftblaſen aus der langen horizontalen Form ſchwer entweichen können. Auch iſt es ſchwierig, den ſchweren Kern ſo ſteif zu bilden, daſs er in der Mantelform nicht durchhängt, und ſo entſtehen gerade an der ungünſtigſten Stelle, in der Mitte der Länge, ungleiche Wandſtärken, oben zu groſse, unten zu geringe. Die ſich ergebende Schiefe und ungleichmäſsige Dichtigkeit des Querſchnittes haben auf die Tragfähigkeit der Stütze denſelben ungünſtigen Einfluſs, wie excentriſche Wirkung der Laſt, und können eine richtig berechnete Stütze ernſtlich gefährden. Die Ungleichmäſsigkeit der Wandſtärken iſt genau nur durch Anbohren zu erkennen.

Mit Sicherheit werden dieſe Mängel nur bei ſtehendem Guſse vermieden. Hierbei iſt die Länge der Theile eine beſchränktere, da Gieſsgruben von entſprechender Tiefe erforderlich ſind. Nur gröſsere Gieſsereien haben die nöthigen Anlagen und gieſsen Längen bis zu etwa 8 m. Der Guſs wird dicht, weil die Laſt des Eiſens ſelbſt das Material verdichtet, und die Blaſen können nach oben entweichen. In der ſtehenden Form kann der Kern leicht centriſch und gerade gehalten werden.

Die Dichtigkeit des Guſses prüft man am beſten durch Nachwägen der Stücke von bekanntem cubiſchen Inhalte.

b) Freiſtützen in Schmiedeeiſen.

285. Querſchnitt.

Schmiedeeiſerne Stützen beſtehen ausſchlieſslich aus Walzprofilen, und zwar ſind für ganz leichte Stützen I- und [-Profile zu verwenden; ſchwerere werden durch Vernieten mehrerer Walzeiſen hergeſtellt.

Fig. 542.

Fig. 543.

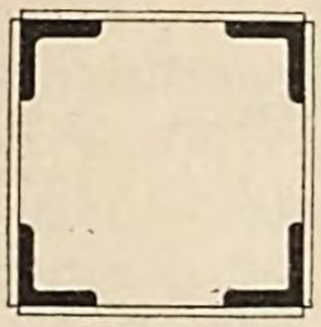


Fig. 544.

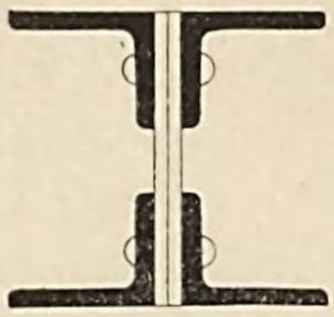


Fig. 545.

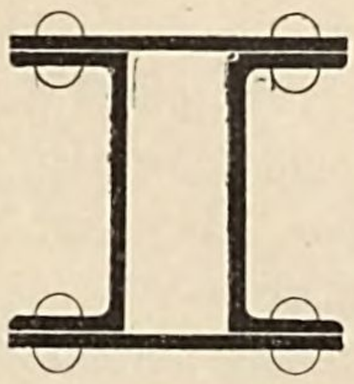


Fig. 546.

Fig. 547.

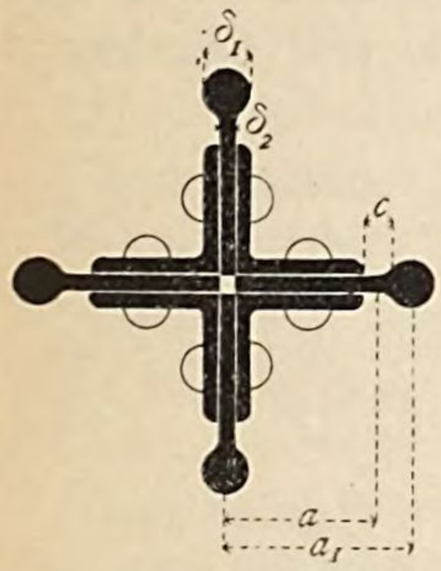
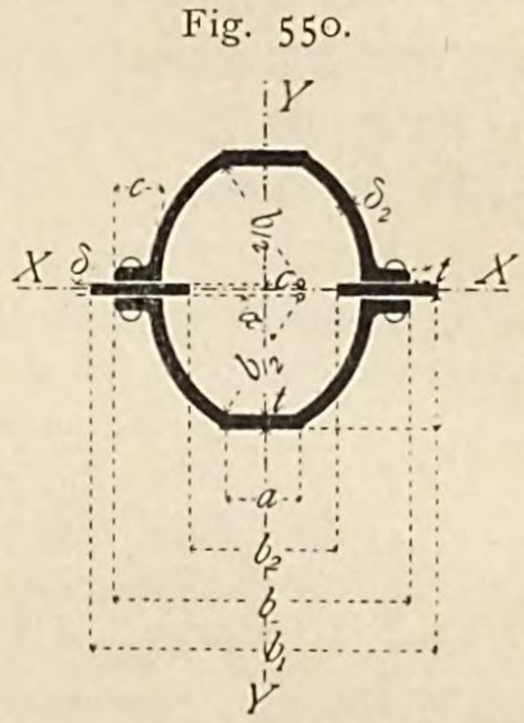


Fig. 548.

Fig. 549.

Fig. 550.



Da die Theile des Querſchnittes ohne offenen Schlitz feſt auf einander genietet werden, da aber die mit Rückſicht auf dichten Schluſs der Fuge zu verwendende Heftniettheilung (ſiehe Art. 207, S. 144 u. Art. 238, S. 166) von 6 *d* bis 8 *d* kleinere Abſtände der Verbindungen liefert, als die Rückſicht auf Widerſtand der einzelnen Theile gegen Zerknicken, ſo braucht letztere hier nicht — wie für gußeiſerne Stützen (Gleichung 155.) — der Berechnung der Theilung der Verbindungen zu Grunde gelegt zu werden. Es kann alſo der Geſammtquerſchnitt mit ſeinem Trägheitsmomente bei der Berechnung ohne Weiteres benutzt werden, ſobald die einzelnen Theile ohne Zwiſchenraum auf einander liegen.

Fig. 551.

Aufser den einheitlichen Walzprofilen, nämlich den I-, [-Eiſen und für ſchwache Stützen den -|--Eiſen[99]), deren Berechnung ganz nach den

Fig. 552.

Fig. 553.

Fig. 554.

99) Ueber ſtarke -|--Eiſen-Profile nebſt zugehörigen Köpfen und Füſsen ſiehe: Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 552 — ferner: Zeitſchr. d. Ver. deutſch. Ing. 1885, S. 936 u. 1886, S. 40.

obigen Regeln durchgeführt werden kann, ſind bisher die in Fig. 542 bis 554 dargeſtellten zuſammengeſetzten Querſchnitte verwendbar.

Gemeinſame Eigenſchaft der meiſten genieteten Querſchnitte ſind die durch die Verbindungstheile entſtehenden vorſpringenden Rippen, die in der Anſicht nicht eben günſtig wirken, aber nur bei ſo groſsem Umfange zu vermeiden ſind, daſs das Innere zugänglich wird. Querſchnitte, wie Fig. 546 (Berliner Stadtbahn), ſind nur in kurzen Stücken herzuſtellen, und ſelbſt da bedingt die Nietung der zweiten Platte beſondere Vorkehrungen. Aus dem gleichen Grunde ſind kreisringförmige Stützen aus genietetem Bleche mit kleinem Durchmeſſer ſelten, auch nicht zu empfehlen, da die zur Mitte nicht allſeitig ſymmetriſchen Nietnähte den Querſchnitt ſchief machen.

286. Querſchnittsbildung.

Die Elemente für die Querſchnittsbildung ſchmiedeeiſerner Freiſtützen ſind:

1) das gleichſchenkelige Winkeleiſen (Fig. 542, 543, 547 u. 549, ſiehe die Normalprofile in Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches«, Art. 182, S. 194);

2) das ungleichſchenkelige Winkeleiſen (Fig. 544, ſiehe die Normalprofile ebendaſ., Art. 182, S. 195);

3) das [-Eiſen (Fig. 545 u. 546, ſiehe die Normalprofile ebendaſ., Art. 185, S. 197);

4) das I-Eiſen, ſiehe die Normalprofile ebendaſ., Art. 188, S. 198);

5) die Blechplatte als Aufsen-Lamelle (Fig. 543 u. 546) oder als Einlage (Fig. 544 und 549);

6) das Bandeiſen als Einlage in Schlitze zwiſchen den übrigen Profileiſen (z. B. dargeſtellt in Fig. 550, 552 u. 554, eben ſo einzulegen in die Querſchnitte Fig. 548 u. 553);

7) das Bandeiſen mit Rundſtab (*fer plat à boudin*, Fig. 547) zur Ausfüllung von Schlitzen und Verſteifung des äufseren Umfanges, vorwiegend in Frankreich angewendet;

8) das Quadrant-Eiſen (Fig. 548, 549 u. 551, ſiehe die Normalprofile im genannten Bande, Art. 187, S. 197), die bequemſte Form für cylindriſche Freiſtützen, gebräuchlichſtes Profil amerikaniſcher Conſtructionen;

9) das Belageiſen (Fig. 550, ſiehe die Normalprofile ebendaſ., Art. 184, S. 196), welches einen ungewöhnlich lang geſtreckten Querſchnitt und, wegen der ſchmalen Flanſche, eine ſchwierige Vernietung ergiebt;

10) das Quadrant-Eiſen mit doppeltem Winkel (Fig. 552, Völklinger Hütte), welches im Handel nicht ſtets zu haben iſt, indeſs durch verſchiedenartige Zuſammenſetzung die Bildung einer groſsen Zahl von zweckmäſsigen Querſchnitten geſtattet;

11) das Trapez-Eiſen oder ſchiefwinkelige Rinneneiſen (Fig. 553 u. 554), welches u. A. von der Burbacher Hütte in nachfolgenden Profilen hergeſtellt wird:

Profil		b	c	d	t	Querſchnitt	Gewicht	Trägheitsmoment für die Axen XX oder YY für 4 Eiſen.
Blatt	Nr.							
XXIV	6	16,35	7	1,3	1,3	36,9	28,6	11 747
XXIV	6^a	16,35	7	1,5	1,5	42,0	32,6	13 814
XXIV	6^b	16,35	7,3	1,7	1,7	47,2	36,6	15 880
XXIV	7	28	8,35	1,8	1,8	88,8	68,9	73 957
XXIV	7^a	28	8,5	2	2	96,8	75,1	81 602
XXIV	7^b	28	8,63	2,2	2,2	104,8	81,3	89 247
XXIV	7^c	28	8,77	2,4	2,4	112,8	87,5	96 892
XXIV	7^d	28	8,9	2,6	2,6	120,8	93,7	104 537
XXIV	7^e	28	9,05	2,8	2,8	128,8	99,9	112 182
XXIV	7^f	28	9,2	3	3	136,8	106,1	119 827
XXIV	7^g	28	9,33	3,2	3,2	144,8	112,3	127 472
XXIV	7^h	28	9,5	3,4	3,4	152,8	118,5	135 117
XXIV	7^i	28	9,6	3,6	3,6	160,8	124,7	142 760
		Centimeter.				Quadr.-Centim.	Kilogr.	Centimeter.

Aufser dieſen Profilen, welche noch eine groſse Zahl von Variationen geſtatten, kann noch eine weitere Reihe ausgebildet werden, indem man 2, 3, 4 oder noch mehrere dieſer Stützen durch Gitterwerk zu gegliederten Freiſtützen verbindet oder

in die Hohlräume der einfachen Querſchnitte noch Bleche und Winkeleiſen einfügt (Fig. 549 u. 551).

Einen Querſchnitt erſterer Art bildet ſtreng genommen ſchon der I-förmige Querſchnitt in Fig. 544, welcher aus 2 T-förmigen Querſchnitten mittels Vergitterung erzielt wurde. Fig. 543 zeigt die Idee eines Quadrat-Querſchnittes aus 4 Winkeleiſen und 4 Gitterwänden, in welchem die Winkeleiſen ſehr häufig umgedreht erſcheinen, ſo daſs ein Kreuz aus 4 Winkeln mit ſehr breiten Schlitzen entſteht. Fig. 551 die eines zweitheiligen Querſchnittes aus 2 Quadrant-Eiſen-Säulen.

Derartige Anordnungen werden jedoch nur bei ſehr bedeutender Höhe und Belaſtung und namentlich dann verwendet, wenn horizontale oder geneigte Kräfte auf die Freiſtütze wirken. Ihre Anwendung wird durch die gewöhnlichen Aufgaben des Hochbaues nur ſelten bedingt; ſie kommen z. B. zur Unterſtützung der Dächer weiter Hallen, alſo in Bahnhof-, Markt-, Feſthallen, Ausſtellungsgebäuden etc. vor, wo ſie die ſeitlichen Winddrücke aufzunehmen haben.

287. Ausſtattung.

Für die äuſsere Ausſtattung der ſchmiedeeiſernen Stützen ſind völlig befriedigende Formen bisher nicht gefunden, da faſt alle Profile die mageren Eiſendicken zeigen und ſich daher den kräftigeren Formen ſteinerner und hölzerner Conſtructionstheile ſchlecht anſchlieſsen. Das Walzverfahren geſtattet nur die Herſtellung völlig prismatiſcher Formen. Verjüngungen und Schwellungen können nur durch Verwendung complicirter Herſtellungsmethoden (Berliner Stadteiſenbahn: trapezförmig geſchnittene Platten für Fig. 546, keilförmig geſchmiedete Einlageſtreifen für Fig. 553) mit vergleichsweiſe hohen Koſten erzielt werden; verzierende Theile müſſen aus anderweitigem Materiale (Zink, Zinkguſs, Guſseiſen) gebildet und mittels Verſchraubung angeſetzt werden. Die Nietköpfe verſchwinden durch Verſenkung. Zur völligen Beſeitigung dieſer Schwierigkeiten ſind in Amerika Ummantelungen mit Terracotta-Platten vorgenommen worden, welche mittels Blechklammern an beſonderen Befeſtigungstheilen, bezw. an den Nietköpfen aufgehängt, dann in den Fugen verſtrichen oder ganz geputzt ſind. Es entſteht ſo ſcheinbar eine ſteinerne Stütze, der man jedes gewünſchte Profil geben kann und deren feuerfeſter Mantel zugleich den eiſernen Kern ſchützt. Die Anordnung iſt jedoch complicirt und theuer und hat den Mangel, daſs bei Temperaturänderungen in Folge der Bewegungen des Eiſens leicht Riſſe in den Plattenfugen entſtehen [100]).

288. Berechnung.

Für einfache Querſchnitte erfolgt die Berechnung auf Zerknicken nach Ermittelung des Coefficienten c (ſiehe Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches«, Art 340, S. 303) nach den Gleichungen 143., bezw. 144. (S. 186) ganz ſo, wie es oben für guſseiſerne Stützen gezeigt wurde. Es iſt jedoch die allgemeine Ermittelung von c für die meiſten Querſchnittsarten nicht möglich, für die angegebenen nur in den Fällen der Fig. 542 u. 544. In allen anderen Fällen, ſowohl bezüglich der einheitlichen Querſchnitte, wie auch bezüglich der zuſammengeſetzten, erfolgt die Ermittelung des gegen Zerknicken widerſtandsfähigen Querſchnittes nach der Gleichung 150. (Art. 351, S. 312) des genannten Bandes:

$$F = \frac{f \mathcal{J}_{min}}{\mathcal{J}_{min} - \alpha . f l^2} , \quad \ldots \ldots \ldots \quad 159.$$

nach welcher auch zuſammengeſetzte Querſchnitte aus Guſseiſen zu berechnen ſind. Es bezeichnet $\mathcal{J}_{min}$ das kleinſte in Frage kommende Trägheitsmoment, f diejenige

100) Vergl. auch: Heuser, G. Ueber Pfeiler von verſchiedenſeitiger Structur. Deutſche Bauz. 1881, S. 344; 1882, S. 468; 1883, S. 456.
Schmiedeeiſerne Säulen aus Quadrant-Eiſen und Verkleidung eiſerner Stützen. Deutſche Bauz. 1884, S. 225.
Koulle, H. Schmiedeeiſerne Stützen aus Quadranteiſen und L-Eiſen. Deutſche Bauz. 1884, S. 235.

Querſchnittsfläche $\frac{P}{K}$, welche ſich bei der Berechnung auf einfachen Druck ergiebt, und den Coefficienten $\alpha = \frac{K s}{C E}$ (worin s der Sicherheits-Coefficient).

Wird die zuläſſige Druckſpannung K für Hochbau-Conſtructionen zu 800 kg für 1 qcm angenommen, der Sicherheits-Coefficient $s = 5$, $E = 2\,000\,000$ kg für 1 qcm geſetzt, ſo wird der Coefficient α für die drei gewöhnlichen Befeſtigungsfälle

Fall 1 $\left(C = \frac{\pi^2}{4}\right)$: $\alpha = \frac{4 \cdot 800 \cdot 5}{\pi^2 \cdot 2\,000\,000} = 0{,}0008$

Fall 2 $(C = \pi^2)$: $\alpha = \frac{800 \cdot 5}{\pi^2 \cdot 2\,000\,000} = 0{,}0002$

Fall 4 $(C = 2\,\pi^2)$: $\alpha = \frac{800 \cdot 5}{2\,\pi^2 \cdot 2\,000\,000} = 0{,}0001$.

Daſs bei den einheitlich vernieteten Querſchnitten wegen der engen Heftniettheilung die einzelnen Beſtandtheile nicht auf ihre Steifigkeit unterſucht zu werden brauchen, iſt oben geſagt. Bei den durch Vergitterungen hergeſtellten Querſchnitten iſt jedoch die Knotentheilung des Gitterwerkes nach Gleichung 155.: $\lambda = 2\,\pi \sqrt{\frac{E\,\mathfrak{J}_{min}}{s\,P}}$ zu ermitteln, worin λ die doppelte Knotentheilung, $s = 5$ und P gleich der Laſt zu ſetzen iſt, welche auf den einzelnen Beſtandtheil des Querſchnittes kommt.

Die Berechnung auf Biegung bei excentriſcher oder geneigter Belaſtung erfolgt, wenn M die Summe der Momente aller verticalen Kräfte bezüglich des Schwerpunktes des Stützenquerſchnittes und aller horizontalen Kräfte bezüglich des unterſuchten Querſchnittes bezeichnet, nach der Gleichung

$$s = \frac{P}{F} \pm \frac{M e}{\mathfrak{J}}\ ^{101)}, \qquad \ldots\ldots\ldots\ 160.$$

welche bei Ueberwiegen des zweiten Summanden Zugſpannungen liefern kann.

In den Formeln 155. u. 159. ſteckt nun das kleinſte, in 160. das Trägheitsmoment des Querſchnittes bezüglich einer beſtimmten, nämlich der zum Momente M gehörigen neutralen Axe. Es mögen daher hier zunächſt einige Bemerkungen über die Berechnung der Trägheitsmomente folgen (ſiehe Art. 305 bis 317, S. 266 bis 272 in Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches«).

Die Trägheitsmomente der Querſchnitte in Fig. 542, 545, 544, 546 u. 543 erfolgt durch wiederholte Anwendung der Formel für das Rechteck, wie es a. a. O. in Art. 308 bis 311 (S. 267 u. 268) für mehrere Fälle durchgeführt iſt.

Die Trägheitsmomente für Fig. 548 ſind der Tabelle auf S. 197 des genannten Bandes, jene für Fig. 553 der Tabelle auf S. 192 des vorliegenden Bandes zu entnehmen.

Querſchnitte nach Fig. 549 bedingen gleichzeitige Benutzung der Tabellen und der Formeln für zuſammengeſetzte Querſchnitte.

Für den Querſchnitt in Fig. 547 iſt dem Trägheitsmomente des Kreuzquerſchnittes innerhalb der Winkeleiſen für genaue Berechnung noch $\frac{\delta_1^2\,\pi}{16}(\delta_1^2 + 8\,a_1^2) + \frac{c\,\delta_2}{6}(12\,a_1^2 + \delta_2^2)$ oder für ſehr annähernde Berechnung $\frac{\pi\,\delta_1^2\,a_1^2}{2} + 2\,c\,\delta_2\,a^2$ hinzuzufügen.

Beim Querſchnitt in Fig. 550 iſt nicht ohne Weiteres für alle Fälle zu entſcheiden, ob YY oder XX das Trägheitsmoment $\mathfrak{J}_{min}$ liefert. Bezeichnet $\mathfrak{J}_1$ das Trägheitsmoment des einzelnen Belageiſens für die zur Baſis parallele Schweraxe und $\mathfrak{J}_2$ für die dazu lothrechte Symmetrie-Axe (vergl. den oben genannten Band, S. 196), ſo iſt

$$\mathfrak{J}_x = 2\left(\mathfrak{J}_1 + \frac{F(h+\delta)^2}{4}\right) + (b_1 - b_2)\,\frac{\delta^3}{12},$$

---

101) Siehe Gleichung 33. (S. 261) in Theil I, Bd. 1 dieſes »Handbuches«.

$$\mathcal{J}_y = 2\,\mathcal{J}_2 + \delta\,\frac{b_1^3 - b_2^3}{12},$$

wenn F den Querſchnitt eines Belageiſens bezeichnet. Fehlt die Einlage, ſo ſetze man $\delta = 0$.

Für Querſchnitte aus dem in Fig. 552 verwendeten Eiſen muſs das Trägheitsmoment für jede Form beſonders berechnet werden. Für das gewählte Beiſpiel iſt für jede durch den Mittelpunkt gehende Axe:

$$\mathcal{J} = r\,\delta\,(r^2\,\pi + 2\,\pi\,b^2 - 8\,r\,b) + \frac{1}{12}\Big[\delta_1\,(b_1^3 - b_2^3) + 2\,\delta\,(b_3^3 + b_5^3 - b^3 - \delta_1^3) +$$

$$+ (b_5 - \delta)\,(b^3 - b_4^3) + (b_3 - b)\,\big\{(\delta_1 + 2\,\delta)^3 - \delta_1^3\big\} + (b_1 - b_2)\,\delta_1^3\Big].$$

Fehlen die Einlagen, ſo iſt $\delta_1 = 0$ zu ſetzen.

Schliefslich ſei noch erwähnt, daſs in der Regel in gedrückten Querſchnitten die Nietlöcher bei Berechnung der Flächen und Trägheitsmomente nicht abgezogen werden.

289. Beiſpiele.

Beiſpiele: 1) Es iſt eine Säule aus Quadrant-Eiſen zu berechnen, welche 35 000 kg bleibender und 24 000 kg nicht ſtoſsweiſe wirkender, mobiler Belaſtung zu tragen hat. Die Länge iſt 630 cm; der Fuſs iſt eingeſpannt und der Kopf verdrehbar gehalten (Fall 4). Der reine Druckquerſchnitt iſt (nach Gleichung 18., S. 251 in Theil I, Bd. 1 dieſes »Handbuches«) $f = \frac{35\,000}{1200} + \frac{24\,000}{720} = 62{,}5$ qcm. Für Profil Nr. 10 der Tabelle für Quadrant-Eiſen mit der Wandſtärke von 8 mm (Art. 187, S. 197 des eben genannten Bandes) iſt $\mathcal{J} = 5434$; folglich muſs für $\alpha = 0{,}0001$ nach Gleichung 159. der auszuführende Querſchnitt

$$F = \frac{62{,}5 \cdot 5434}{5434 - 0{,}0001 \cdot 62{,}5 \cdot 630^2} = 115\,\text{qcm}$$

ſein. Das gewählte Profil reicht ſomit noch nicht aus; es muſs das allerdings zu ſtarke Profil Nr. 10 mit der Wandſtärke von 12 mm und $\mathcal{J} = 7395$, $F = 120$ qcm ausgeführt werden.

2) Für 60 000 kg bleibende und 40 000 kg mobile Laſt ſoll eine 800 cm lange, oben und unten verdrehbar gehaltene Freiſtütze (Fall 2) nach Fig. 554 mit 1,5 cm ſtarken Einlagen ausgebildet werden. Es iſt (wieder nach Gleichung 18., S. 251 in Theil I, Bd. 1 dieſes »Handbuches«) $f = \frac{60\,000}{1200} + \frac{40\,000}{720} = 105{,}5$ qcm; ferner in Gleichung 159. $\alpha = 0{,}0002$. Wird vorläufig Profil 6 (der Tabelle auf S. 192 im vorliegenden Bande) gewählt, ſo iſt für die Axe XX

$$h_1 = 2\,\frac{16{,}35}{1{,}414} + 2 \cdot 7 + 1{,}5 = 38{,}5\,\text{cm}, \quad h_2 = 38{,}5 - 14 = 24{,}5\,\text{cm}, \text{ und}$$

$$\mathcal{J} = \left[\frac{11\,747}{4} + 36{,}9\,\left\{\left(\frac{11{,}5 + 1{,}5}{2}\right)^2 - \left(\frac{11{,}5}{2}\right)^2\right\}\right] 4 + 1{,}5\,\frac{38{,}5^3 - 24{,}5^3}{12} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{1{,}5^3}{12} = 18\,383.$$

Es muſs ſomit nach Gleichung 159. ſein: $F = \frac{105{,}5 \cdot 18\,383}{18\,383 - 0{,}0002 \cdot 105{,}5 \cdot 800^2} = 397$ qcm. Thatſächlich iſt $F = 4\,(36{,}9 + 1{,}5 \cdot 7) = 190$ qcm; es wird alſo Profil 7 mit $F = 4\,(88{,}8 + 1{,}5 \cdot 8{,}35)$ 405 qcm auszuführen ſein, da 6b noch viel zu ſchwach iſt. Profil 7 iſt nach dem vorgeführten Rechnungsgange jedoch noch beſonders zu unterſuchen.

c) Kopf der Freiſtützen.

290. Ausbildung.

Die Detail-Ausbildung der Stützenköpfe hängt derart von dem zu tragenden Theile ab, daſs eine allgemeine Behandlung nicht thunlich erſcheint. Nur die folgenden Regeln ſind für die Mehrzahl der Fälle giltig.

Reicht die Freiſtütze nur durch ein Geſchoſs, ſo lagere man die zu tragenden Theile genau centriſch, d. h. ſo auf das obere Ende, daſs die Laſt ſtets im Schwerpunkte des Stützenquerſchnittes wirkt. Träger lagert man daher am beſten auf flach abgerundete Schneiden.

Reicht die Stütze durch mehrere Geſchoſſe, ſo iſt es bei Guſseiſen in der Regel zweckmäſsig, die die Laſt aufnehmenden Theile nicht in feſte Verbindung mit der Stütze zu bringen, ſondern einen geſonderten Guſsring mit den nöthigen Anſätzen [102]) um die Stütze zu legen, welcher ſich auf einen Wulſt der letzteren

---

[102]) Siehe die Conſtruction der Freiſtützen im Alhambra-Theater zu London: *Engng.*, Bd. 37, S. 539 u. ff.

ſetzt. Man gelangt auf dieſe Weiſe unter allen Umſtänden zu einfachen Gufsformen und zur Möglichkeit der Erfüllung der letzten Regel, dafs die Stützen verſchiedener Geſchoſſe ohne Einfügung eines Zwiſchengliedes und ohne Querſchnittsſchwächungen unmittelbar auf einander ſtehen ſollen.

Die Stützen verſchiedener Geſchoſſe werden in der Regel geſondert hergeſtellt und greifen in oder dicht über der Kopf-Conſtruction falzartig mit abgedrehten Druckflächen unter Einlegung von Blei- oder beſſer Kupferringen in einander. Nur bei leichten Stützen werden die die Laſt aufnehmenden Theile feſt an die Stütze gegoſſen, wodurch der Gufs erſchwert wird und die Gufsſpannungen ſich erhöhen.

Bei ſchmiedeeiſernen Stützen nietet man zur Aufnahme der Laſten Conſolen in die Schlitze für die Füllſtreifen, da dieſe gegen Zerknicken zugefügten Theile am Kopfe nicht mehr erforderlich ſind. Fehlen die Schlitze, ſo erfolgt die Befeſtigung an den vorſpringenden Flanſchen. Für die verſchiedenen Geſchoſſe ſind auch dieſe Stützen neuerdings nach Abhobeln der Endflächen, nöthigenfalls unter Einlegung von Kupfer, ſtumpf auf einander geſetzt [103]), und es werden alsdann Seitenverſchiebungen durch Einſetzen vorſpringender Lappen in den Fufs der oberen Stütze verhindert, welche in den Kopf der unteren greifen, oder es werden ſchmiedeeiſerne Platten eingelegt, welche dem Stützenprofile entſprechend oben und unten mit dem Hobel ausgenuthet ſind.

Das ſtumpfe Auffetzen iſt jedoch nur bei vertical belaſteten Freiſtützen zuläſſig. Haben ſie Biegung auszuhalten, ſo müſſen gufseiſerne Stützen entſprechend tief in einander greifen (vergl. die Ausbildung der Füſse unter d); ſchmiedeeiſerne ſind entweder ohne Stofs durchzuführen oder, wenn ſie zu lang werden, vollſtändig zu verlaſchen.

Getheilte Stützen können entſprechend der Abnahme der Laſt von unten nach oben in den Geſchoſſen ſchrittweiſe verſchwächt werden.

d) Fufs der Freiſtützen.

291. Zweck und Ausbildung.

Jede Freiſtütze bedarf eines Fufses, welcher die Aufgabe hat, durch Erbreiterung der Baſis die hohe ſpecifiſche Preſſung in der Stütze auf die geringere zu ermäfsigen, welche auf Quader, Mauerwerk und Baugrund ausgeübt werden darf [104]). Im weiteſten Sinne beſteht daher der Fufs bei ſchweren Freiſtützen aus der gufseiſernen Druckplatte, dem Grundquader und dem Fundament-Mauerwerk, von welchen Theilen jedoch häufig einer — am häufigſten der Quader — fehlt, mit anderen Theilen vereinigt iſt.

Der hier zu betrachtende Fufs der Freiſtütze im engeren Sinne iſt die Druckplatte, welche die Preſſungsvertheilung auf den Quader oder das Mauerwerk herſtellt. Ihre Ausbildung hängt weſentlich davon ab, ob lediglich verticale Kräfte wirken und zugleich die Freiſtütze verdrehbar aufgeſtellt ſein ſoll (Druckplatte) oder ob die Stütze gegen Biegung oder Ausweichen beim Zerknicken eingeſpannt ſein ſoll (Ankerplatte).

---

103) Siehe die Conſtruction der Freiſtützen im neuen Packhof zu Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 375.

104) Wie aus Theil I, Bd. 1, aus der nächſten Abtheilung des vorliegenden Bandes und aus dem darauf folgenden Bande dieſes »Handbuches« hervorgeht, beträgt die zuläſſige Preſſung im Mittel für Quader 20 bis 50 kg, für Klinkermauerwerk in Cement 11 bis 14 kg, für gewöhnliches Backſteinmauerwerk 7 bis 8 kg, für Beton 5 bis 6 kg, auf den Baugrund 2 bis 4 kg pro 1 qcm.

1) Druckplatten.

292. Angegoſſene Druckplatten.

Für leichte Gufsſtützen gieſst man dieſe mit der Stütze ſelbſt zuſammen, wobei jedoch die Endöffnungen hohler Stützen des Gufsverfahrens wegen frei bleiben. Querſchnitte nach Fig. 533 u. 534 erhalten quadratiſche, nach aufsen vorſpringende Platten; bei ſolchen nach Fig. 535 bis 538 verbindet man die einzelnen Theile des Querſchnittes durch eine nöthigenfalls über dieſe noch vorſpringende Bodenplatte.

Bezeichnet σ' die zuläſſige Preſſung auf die Unterſtützung (Quader oder Mauerwerk), ſo mufs die Platten-Grundfläche

$$F = \frac{P}{\sigma'} \quad \ldots \quad 161.$$

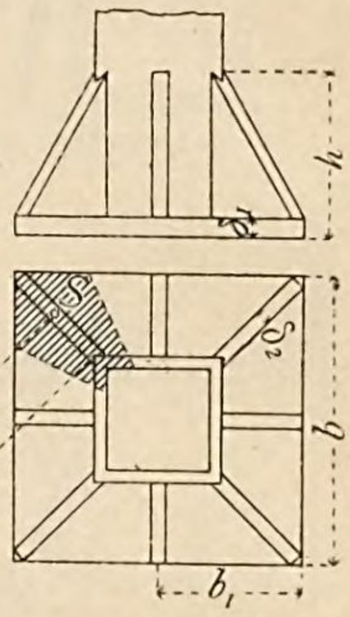
ſein, oder bei quadratiſcher Form die Plattenſeite b, wenn f der Querſchnitt der Stützenhöhlung iſt, .

$$b = \sqrt{\frac{P}{\sigma'} + f} \quad \ldots \quad 162.$$

Zwiſchen Stütze und Platte werden, um ein Abbrechen der letzteren zu verhüten, Rippen eingeſetzt, und zwar gewöhnlich 4 oder 8; nur ganz kleine Platten, etwa als Baſis der Querſchnitte von Fig. 535, 537 u. 538 ausgebildet, entbehren derſelben. Die Rippen werden ſo bemeſſen, daſs ſie allein ſchon das Abbrechen verhindern.

Zur Berechnung beſtimme man den Schwerpunkt S der durch eine Eckrippe zu unterſtützenden Fläche (in Fig. 555 ſchraffirt); bei n Rippen wirkt dann bezüglich der Rippenwurzel die Kraft $\frac{P}{n}$ am Hebelsarm a, und die

Fig. 555.



Rippen-Dimenſionen folgen bei 300 kg zuläſſiger Zugbeanſpruchung des Gufseiſens alsdann aus:

$$\delta_2 = \frac{P\,a}{50\,n\,h^2} \quad \text{und} \quad h = \sqrt{\frac{P\,a}{50\,n\,\delta_2}} \quad , \quad \ldots \quad 163.$$

worin δ_2 oder h den Verhältniſſen entſprechend angenommen wird.

Die überall gleiche Plattendicke δ_1 folgt, wenn b_1 die gröſste Rippenentfernung und σ_1 die Preſſung unter der Platte iſt, aus

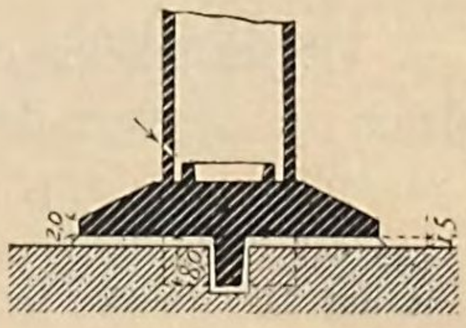
$$\delta_1 \geqq 0{,}054 \sqrt{\sigma_1}\, b_1 \; ; \quad \ldots \quad 164.$$

jedoch iſt δ_1 mindeſtens 1,5 cm zu machen.

293. Geſonderte Druckplatten.

Schwere Stützen nehmen durch angegoſſene Füſse zu ſchwierige Gufsformen an, und bei ſchmiedeeiſernen, bei denen die Ausbildung ſchmiedeeiſerner Druckplatten meiſt auf Schwierigkeiten ſtöſst, iſt das Angieſsen überhaupt unmöglich. Man kommt auf ſolche Weiſe zu geſondert ausgebildeten Druckplatten, welche für nicht allzu ſchwere Laſten maſſiv (mit 2 cm Randſtärke), im Grundriſſe meiſt genau oder annähernd quadratiſch ausgeführt werden, da dieſe Grundform gewöhnlich ſchon durch die der unterſtützenden Stein-Conſtruction bedingt iſt. Die Stärke dieſer Platten wächst vom Rande bis zur Aufsenkante der Stütze an; unter der Stütze iſt ſie conſtant und nur durch einen der Hohlform der Stütze entſprechenden Wulſt erhöht, welcher Verſchiebungen der Stütze verhindert. Um die Stütze nach Verlegung der Platte noch genau einſtellen zu können, iſt dieſer Wulſt zu eng zu machen; der frei bleibende Zwiſchenraum wird nachträglich durch Bohrlöcher in der Stützenwandung mit Blei ausgegoſſen (Fig. 556). Für nicht hohle Stützenquerſchnitte erhält die Platte meiſt

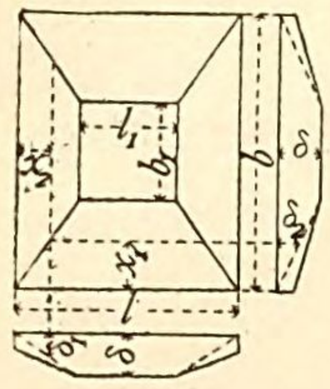
Fig. 556.



eine denfelben entfprechende Nuth, in welche die Stütze eingreift. Die Unterfläche der Stütze, wie die Standfläche auf der Platte wird abgehobelt, bezw. abgedreht; zweckmäfsig ift auch hier eine Zwifchenlage von Walzblei oder Kupfer.

Die Platte wird 1,5 cm hohl auf Eifenkeilen verlegt, dann mit Cement vergoffen und nach deffen Erhärten von den Keilen befreit. Die gebräuchliche Befeftigung der Platte durch Steinfchrauben nach unten ift überflüffig; will man fich gegen zufällige Seitenverfchiebungen fichern, fo gebe man der Platte eine 8 cm hohe Kreuzrippe nach unten, welche in eine entfprechende Nuth der Unterlage greift und hier vergoffen wird (Fig. 556).

Fig. 557.



Die nothwendige Grundfläche der vollen Platte (Fig. 557) ift

$$l\,b = F = \frac{P}{\sigma_1}, \quad \ldots \quad 165.$$

die Seite der quadratifchen Platte

$$b = \sqrt{\frac{P}{\sigma_1}} \quad \ldots \quad 166.$$

Die Plattenftärke ift theoretifch am Rande Null und ift übrigens für die allgemeine Form der rechteckigen Platte, bei welcher Ober- und Unterfläche nicht ähnlich find, im Abftande x_1, bezw. x_2 von den Kanten nach dem gröfseren Werthe aus folgenden beiden Formeln zu bemeffen:

$$\delta_1 = 0{,}1\ x_1 \sqrt{\frac{\sigma_1}{3}\,\frac{3l - 2x_1\,\dfrac{l-l_1}{b-b_1}}{l - 2x_1\,\dfrac{l-l_1}{b-b_1}}} \quad \text{u.} \quad \delta_2 = 0{,}1\ x_2 \sqrt{\frac{\sigma_1}{3}\,\frac{3b - 2x_2\,\dfrac{b-b_1}{l-l_1}}{b - 2x_2\,\dfrac{b-b_1}{l-l_1}}} \quad 167.$$

Für die gröfste Plattenftärke ift

$$x_1 = \frac{b - b_1}{2} \quad \text{und} \quad x_2 = \frac{l - l_1}{2}$$

einzufetzen; die Gleichungen lauten alsdann:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{1\,max} &= 0{,}05\ (b - b_1)\sqrt{\frac{\sigma_1}{3}\left(1 + 2\,\frac{l}{l_1}\right)}, \\ \delta_{2\,max} &= 0{,}05\ (l - l_1)\sqrt{\frac{\sigma_1}{3}\left(1 + 2\,\frac{b}{b_1}\right)}. \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad 168.$$

In der Regel ift hierin für x_1, bezw. x_2 der Abftand von Plattenrand bis Stützenrand einzuführen; der gröfsere Werth giebt alsdann die gröfste Plattenftärke δ, welche geradlinig nach der Randftärke von 2 cm ausläuft. Grofse Platten kann man jedoch auch fo formen, dafs man von der Randftärke aus horizontale Ebenen in die Curven für δ_1, bezw. δ_2 einfchneiden läfft.

Schneiden die Gratlinien der Platten, wie meift der Fall, unter 45 Grad in die Ecken, fo ift $l - l_1 = b - b_1$, und die Gleichungen lauten alsdann:

$$\delta_1 = 0{,}1\ x_1 \sqrt{\frac{\sigma_1}{3}\,\frac{3l - 2x_1}{l - 2x_1}} \quad \text{und} \quad \delta_2 = 0{,}1\ x_2 \sqrt{\frac{\sigma_1}{3}\,\frac{3b - 2x_2}{b - 2x_2}} \quad . \quad 169.$$

Ift fchliefslich die Platte quadratifch, alfo $l = b$ und $l_1 = b_1$, fo werden δ_1 und δ_2 gleich; es genügt dann eine der Formeln 169.

Beifpiel. Eine Platte, welche als Seitenlängen der Stützfläche $b_1 = 20$ cm und $l_1 = 30$ cm, dabei wegen der Form des Mauerwerkes die ganze Breite $b = 50$ cm haben mufs, hat 28000 kg zu tragen und ruht auf Mauerwerk, welches mit $\sigma_1 = 8$ kg für 1 qcm belaftet werden darf. Nach Gleichung 165. ift

$F = \frac{28000}{8} = 3500\,\text{qcm}$, alfo $l \,.\, 50 = 35\,000$ und $l = 70\,\text{cm}$. Nach Gleichung 168. wird die gröfste Plattenftärke

$$\delta_{1max} = 0{,}05\,(50 - 20)\sqrt{\frac{8}{3}\left(1 + \frac{2 \cdot 70}{30}\right)} = 5{,}835\,\text{cm} = \backsim 5{,}9\,\text{cm}$$

und

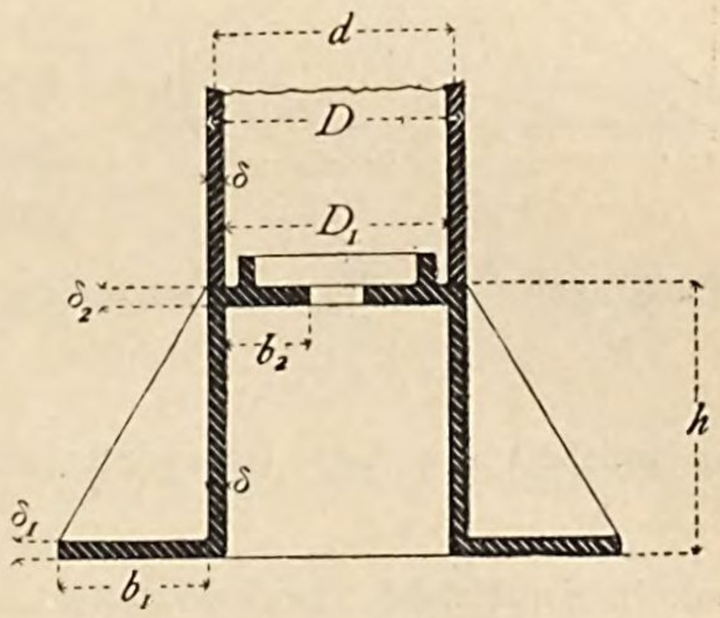
$$\delta_{2max} = 0{,}05\,(70 - 30)\sqrt{\frac{8}{3}\left(1 + \frac{2 \cdot 50}{20}\right)} = 8{,}0\,\text{cm}.$$

Letzteres ift auszuführen. Will man die Seitenflächen der Platten gekrümmt formen, fo ergiebt fich die Krümmung aus den gröfsten Werthen der Gleichung 167., indem man die correfpondirenden Werthe von x_1 und x_2 einführt.

294. Gegliederte Druckplatten.

Für fchwere Freiftützen liefern diefe Platten zu grofse Stärkenmafse; die Platten find alsdann behufs Materialerfparnifs zu gliedern. Solche Platten kommen vorwiegend unter central-fymmetrifchen Stützenquerfchnitten vor (Fig. 533, 534, 535, 542, 547, 548, 549, 550, 552 u. 553.); fie haben daher bei quadratifcher Grundform einen meift kreisförmigen oder quadratifchen Auffatz mit Verftärkungsrippen, find innen hohl, aber von oben zugänglich, um auch von der Mitte her vergoffen werden zu können.

Fig. 558.



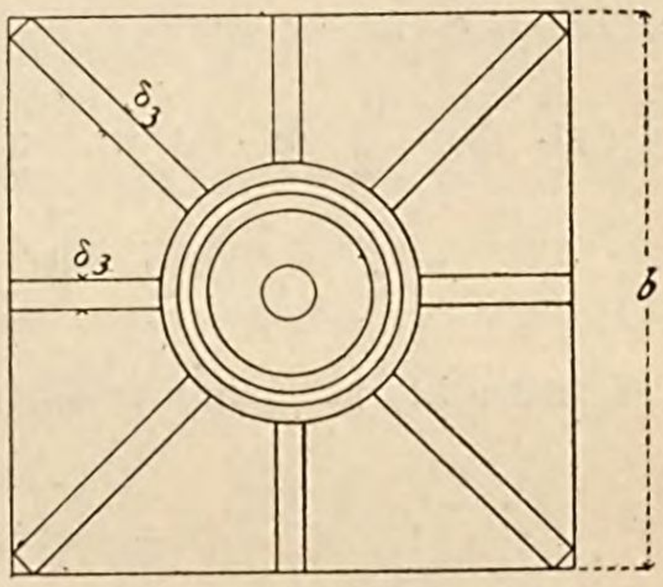


Fig. 558 zeigt eine derartige Platte für eine Freiftütze mit kreisringförmigem Querfchnitt; fie ift für andere central entwickelte Querfchnitte leicht umzuformen. Die Platte wird in der Quadratmitte von einem Momente M gebogen, deffen Kraft $\frac{P}{2}$ und deffen Hebelsarm dem Abftande des Schwerpunktes der halben Plattenfläche von dem des halben Kreisringes gleich ift; diefem Momente mufs fie in folcher Weife Widerftand leiften, dafs unten die für Gufseifen zuläffige Zugfpannung s' nicht überfchritten wird. Der Gang der Dimenfionirung ift folgender.

Zuerft berechne man b nach Gleichung 162., und wenn l_2 die gröfste Randentfernung zweier Rippen ift, δ_1 nach Gleichung 164.

$$\delta_1 = 0{,}054\,\sqrt{\sigma_1}\,l_2.$$

Den cylindrifchen Auffatz fetze man ferner gerade unter die Stütze und mache feine Stärke δ gleich jener der Stütze; alsdann folgt b_1 aus b und den Dimenfionen der Stütze.

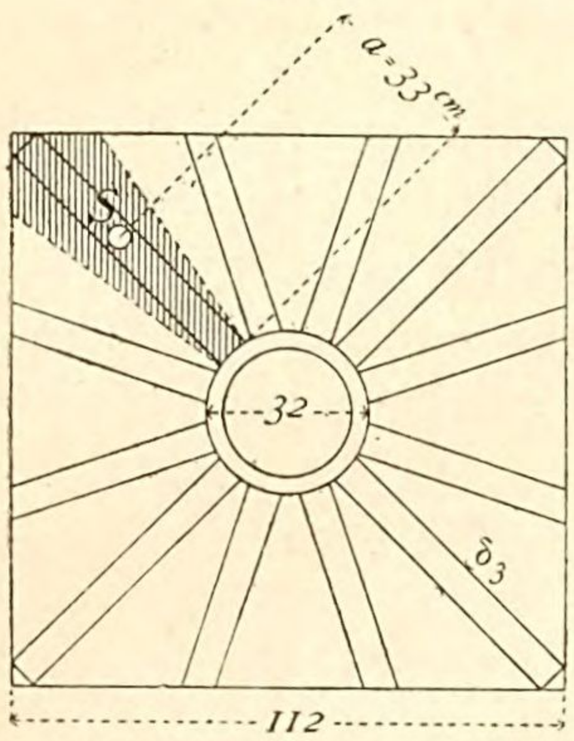
Die Fufshöhe h folgt mit Rückficht darauf, dafs die untere Platte unter den Rippen fchon Zug erleidet, der Kopf aber erheblich höher auf Druck in Anfpruch genommen werden darf, aus

$$h = \frac{A + \sqrt{A^2 - \frac{15}{4}\,b_1\,\delta_1^3\,B}}{B}, \qquad \ldots\ldots\ldots\

Beifpiel. Eine Kreisring-Säule (Fig. 559), welche unten ftumpf auffteht, oben verdrehbar geführt ift (Fall 4) hat bei 3 cm Wandftärke und 850 cm Höhe 95000 kg centrifcher Laft zu tragen. Sollte fie ohne Rückficht auf Zerknicken berechnet werden, fo müfste nach Gleichung 145. $850 \leqq 24{,}82\, d$ ftattfinden, d. h. der mittlere Durchmeffer d müfste $\geqq \frac{850}{24{,}82} \geqq 34$ cm fein. Berechnung auf 500 kg Druck giebt aber aus $d\,\pi\,\delta \,.\, 500 = P$ ohne Weiteres $d\,\pi \,.\, 3 \,.\, 500 = 95000$ und $d = 20$ cm; es ift fomit d auf Zerknicken nach Gleichung 146. für $C = 2\,\pi^2$ zu berechnen, und es wird demnach

$$d = \sqrt[3]{\frac{95000 \,.\, 850^2}{49062 \,.\, 2 \,.\, \pi^2 \,.\, 3}} = 28{,}69 \text{ cm} = \backsim 29 \text{ cm}.$$

Fig. 559.



Daraus folgt $D = 29 + 3 = 32$ cm und $D_1 = 29 - 3 = 26$ cm. Weiter ift nach Gleichung 162., wenn die Platte auf gutes Mauerwerk geftellt wird, wofür $\sigma_1 = 8$ kg ift, $b = \sqrt{\frac{95000}{8} + \frac{26^2\,\pi}{4}} = 112$ cm. Werden ferner 4 Eckrippen und noch 2 in jeder Seite angeordnet, fo ift die Randentfernung der Rippen $l_2 = \frac{112}{3}$, alfo nach Gleichung 164. $\delta_1 = 0{,}054\sqrt{8}\,\frac{112}{3} = 5{,}7$ cm und nach Gleichung 172. $\delta_2 = \frac{\delta_1}{2} = \frac{5{,}7}{2}$ $= 2{,}85 = \backsim 2{,}8$ cm. Aus b und D folgt $b_1 = \frac{b - D}{2} = \frac{112 - 32}{2} = 40$ cm.

Der Angriffspunkt der halben Säulenlaft befindet fich im Schwerpunkte des halben Umfanges des Kreifes vom Durchmeffer d, alfo in der Entfernung $\frac{d}{\pi} = \frac{29}{\pi} = 9{,}2$ cm von der Axe; der Abftand des Schwerpunktes der halben Plattengrundfläche, in welchem der halbe Gegendruck angreift, folgt aus $\frac{112 \,.\, \frac{112}{2} \,.\, \frac{112}{4} - \frac{26^2\,\pi}{2\,.\,4}\,\frac{2}{3}\,\frac{26}{\pi}}{112\,\frac{112}{2} - \frac{26^2\,\pi}{2\,.\,4}} = 29$ cm. Somit ift der Hebelsarm des Momentes M, welches den Schuh mitten durchzubrechen fucht, gleich $29 - 9{,}2$ $= 19{,}8 = \backsim 20$ cm, und das Moment $M = \frac{95000}{2}\,20 = 950000$ cmkg. Nun folgt aus Gleichung 170. u. 171. $A = \frac{6{,}5}{2}\,40 \,.\, 5{,}7^2 + \frac{950000}{300} = 7327$ und $B = 2 \,.\, 5{,}7 \,.\, 40 + \frac{3}{8} \,.\, 3 \,.\, 5{,}7 = 462$, alfo

$$h = \frac{7327 + \sqrt{7327^2 - \frac{15}{4}\,40 \,.\, 5{,}7^3 \,.\, 462}}{462} = 29{,}7 = \backsim 30 \text{ cm},$$

und fchliefslich die Breite der Kopfplatte b_2 nach Gleichung 173.

$$b_2 = \frac{2 \,.\, 5{,}7 \,.\, 40\left(\frac{30}{5} - \frac{5{,}7}{2}\right) - \frac{3}{10}\,3 \,.\, 30^2}{5{,}7\left(\frac{4 \,.\, 30}{5} - \frac{5{,}7}{4}\right)} = 4{,}9 \text{ cm}.$$

Zur Beftimmung der Rippendicke δ_3 (Fig. 559) ift zuerft der Schwerpunkt S der (fchraffirten) einer Eckrippe entfprechenden Grundfläche und deffen Abftand a vom Rippenanfatze ermittelt, welcher fich zu $a = 33$ cm ergab; da 12 Rippen angenommen find, fo folgt nach Gleichung 163. $\delta_3 = \frac{95000 \,.\, 33}{50 \,.\, 12 \,.\, 30^2} = 5{,}7$ cm.

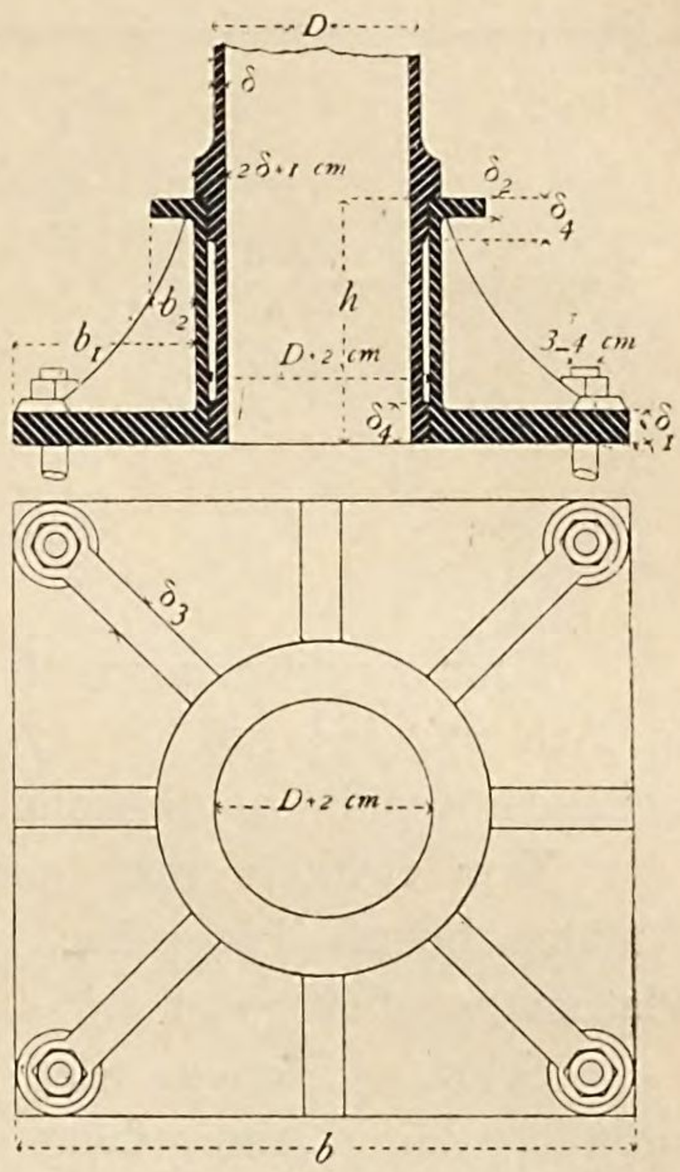
2) Ankerplatten.

295. Gufseiferne Platten.

Für feffe Einfpannung von Freiftützen werden Ankerplatten verwendet; diefelben bedürfen daher unter Umftänden der Verankerung nach unten (vergl. das in Art. 276, S. 182 über Fundament-Anker Gefagte). Gufseiferne Stützen werden meiftens eingefpannt, wenn man dadurch den Widerftand gegen Zerknicken (Fall 3 u. 4) erhöhen will. Wirken aus fchräger oder excentrifcher Belaftung entftehende Momente auf die Stütze, fo wird man meiftens zu fchmiedeeiferner Conftruction übergehen.

Im Allgemeinen ift es zweckmäfsig, für gufseiferne Freiftützen die Platte fo zu formen, dafs die Abweichung der Refultirenden aller äufseren Kräfte u (Gleichungen 157. u. 158. und $P u = M$) in der Plattenunterkante das Mafs $u = \xi$ (fiehe Gleichung 51. auf S. 273 in Theil I, Bd. 1 diefes »Handbuches«) nicht überfchreitet; dasfelbe ergiebt fich, wenn für z_0 die halbe Plattenbreite $\frac{b}{2}$, für $\mathcal{J}$ das Trägheitsmoment der Plattenfläche (abzüglich der Oeffnung) für eine Mittelaxe und für F die Plattenfläche eingefetzt wird. Theoretifch ift alsdann die Anbringung von Ankern zwar nicht erforderlich; man fügt jedoch zur Verhinderung der Verdrückung des Mauerwerkes unter der fchiefen Laft gewöhnlich Anker oder Steinfchrauben von 3 bis 4 cm Durchmeffer hinzu, welche man von vornherein feft anzieht (Fig. 560). Sowohl bei centrifcher Laft behufs Einfpannung gegen Zerknicken, wie auch, wenn die vorhandene Excentricität $u < \xi$ bleibt, kann man die Platte mit Bezug auf Fig. 560 nach den Formeln für die gegliederte Druckplatte (Art. 294, S. 199) berechnen. Bei centrifcher Laft und Einfpannung gegen Zerknicken mache man die abgedrehte Ringfläche $\delta_4 = 3$ bis 4 cm hoch; ift die Laft um u excentrifch, fo folgt δ_4 (für Centim. als Einheit) aus:

Fig. 560.



$$\left.\begin{aligned} \delta_4 &= \frac{1}{2}\left(h - \sqrt{h^2 - \frac{P u}{125\,(D+2)}}\right) \text{ bei rundem Querfchnitte (Fig. 533),} \\ \delta_4 &= \frac{1}{2}\left(h - \sqrt{h^2 - \frac{P u}{200\,(D+2)}}\right) \text{ bei flachem Querfchnitte (Fig. 534, 537 u. 538)} \end{aligned}\right\} \quad 174.$$

296. Schmiedeeifen-Conftructionen.

Ift die Einwirkung geneigter Kräfte oder die Excentricität des Laftangriffes fo bedeutend, dafs $u > \xi$ nicht wohl zu vermeiden ift, fo geht man zweckmäfsig zu Schmiedeeifen-Conftructionen mit verankerten Füfsen über, für welche ein Beifpiel in Fig. 530 bis 532 (S. 183 u. 184) dargeftellt wurde.

Fig. 561.

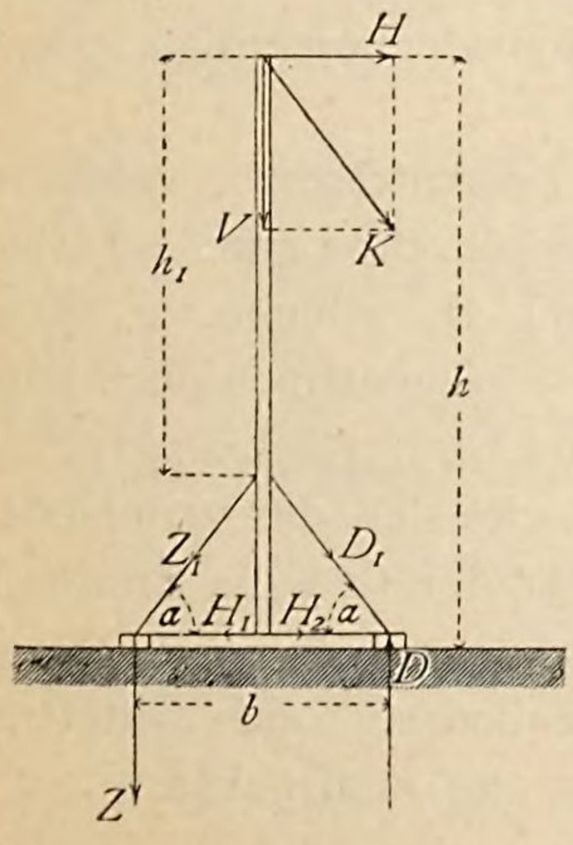


Fig. 562.

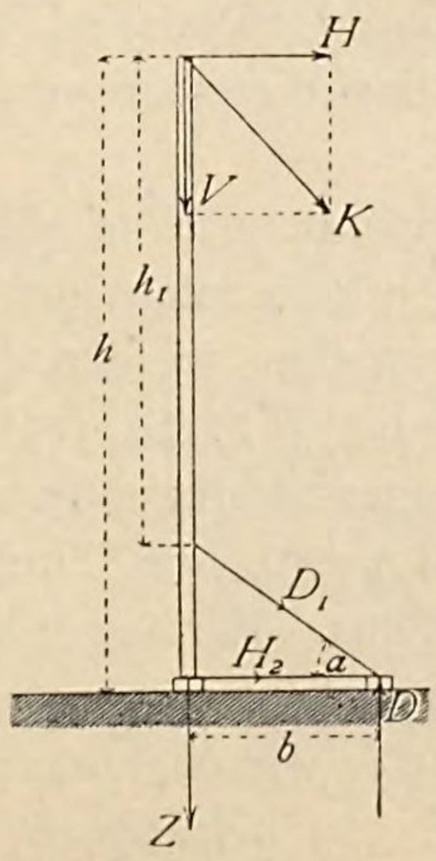
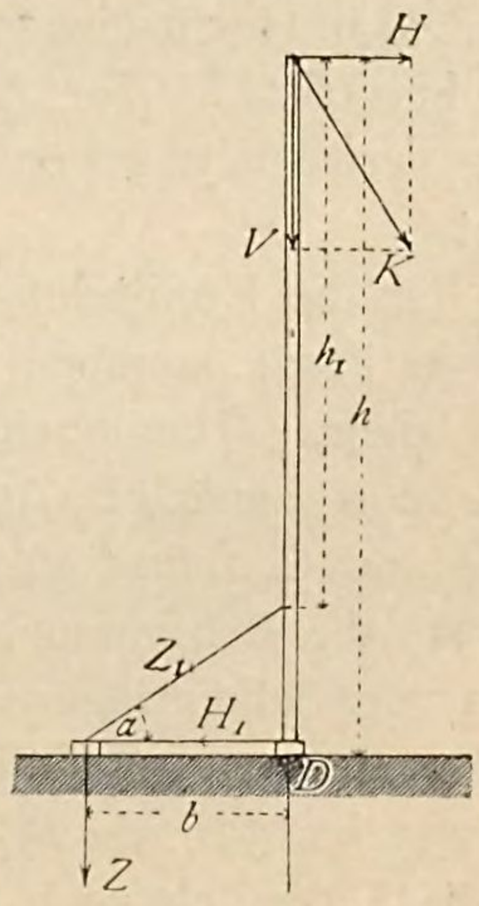


Fig. 563.



Die Freiſtütze iſt in den durch Fig. 561 bis 563 veranſchaulichten 3 Fällen auf den Druck V und das Biegungsmoment $H h_1$, eventuell in ſeitlicher Richtung auf Zerknicken unter V zu berechnen.

Weiters iſt, wenn Zug mit + bezeichnet wird:

Nach:	Z	D	Z_1	D_1	H_1	H_2
Fig. 561	$+\frac{Hh}{b}-\frac{V}{2}$	$-\left(\frac{Hh}{b}+\frac{V}{2}\right)$	$Z\frac{1}{\sin\alpha}$	$D\frac{1}{\sin\alpha}$	$Z\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha}$	$D\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha}$
Fig. 562	$+\frac{Hh}{b}-V$	$-\frac{Hh}{b}$	—	$D\frac{1}{\sin\alpha}$	—	$D\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha}$
Fig. 563	$+\frac{Hh}{b}$	$-\left(\frac{Hh}{b}+V\right)$	$Z\frac{1}{\sin\alpha}$	—	$Z\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha}$	—

Nach Ermittelung dieſer Kräfte ſind die einzelnen Theile der Lager nach den in Art. 272 bis 276 (S. 179 bis 184) und oben (unter d, 1) für Druckplatten gegebenen Regeln zu dimenſioniren.

Zum Schluſſe mag noch bemerkt werden, daſs die in Fig. 556 angedeuteten Anſätze behufs Eingreifens in die Unterſtützung zweckmäſsig auch allen anderen Platten gegeben werden.

297. Schräge Stützen.

Schräge Stellung der Stützen erzielt man in den ſeltenen Fällen dieſer Anordnung durch Anwendung gegliederter Druck- oder Ankerplatten, indem man die Plattenaufſätze mit der Grundplatte den verlangten Winkel bilden läſſt.

In ſolchen Fällen werden die in die Unterſtützung eingreifenden unteren Kreuzrippen beſonders wichtig, weil ſie die Horizontal-Componente des ſchrägen Stützendruckes auf die unterſtützenden Theile zu übertragen haben.

---

7. Kapitel.
Träger.

298. Vorbemerkungen.

Die im Hochbauweſen vorkommenden Träger werden aus Gufseiſen oder Schmiedeeiſen hergeſtellt. Vor Ausbildung des Walzverfahrens wurden gufseiſerne Träger ſehr häufig verwendet; gegenwärtig ſind dieſelben von den ſchmiedeeiſernen faſt ganz verdrängt.

Für die Ermittelung der Spannungen in den ſog. Balkenträgern (welche hier allein in Frage kommen) aus den Momenten und Transverſalkräften mufs auf Theil I, Bd. 1 dieſes »Handbuches« verwieſen werden. In Abth. II, Abſchn. 2, Kap. 2 wurde dort zunächſt (Art. 355 bis 357, S. 315 bis 317) Allgemeines über äufsere Kräfte und Claſſification der Träger überhaupt und alsdann (Art. 358 bis 372, S. 317 bis 338) die Beſtimmung der Momente und Transverſalkräfte für die verſchiedenen Arten von Balkenträgern vorgeführt. Für ungegliederte Träger ſind die Ermittelung der Spannungen und die daraus ſich ergebenden Querſchnittsbeſtimmungen nach Art. 295 bis 331 (S. 257 bis 293) vorzunehmen; für gegliederte oder Gitterträger ſind die Unterſuchungen in Art. 373 bis 407 (S. 338 bis 374) maſsgebend.

a) Gufseiferne Träger.

299. Form und Berechnung.

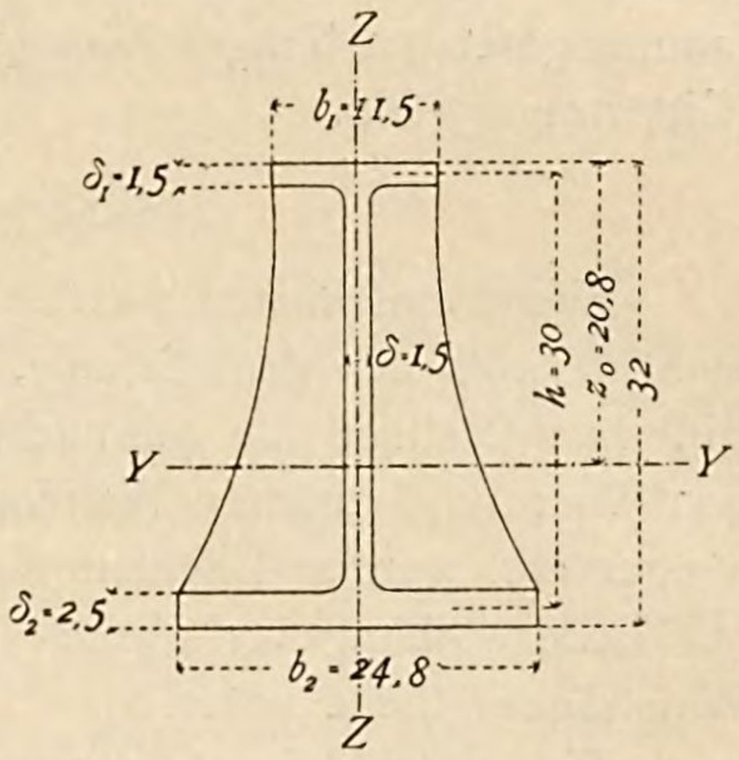
Träger aus Gufseifen erhalten felten einen anderen Querfchnitt, als den I-förmigen; doch mufs das I-Profil wegen der ungleichmäfsigen Widerftandsfähigkeit gegen Zug und Druck nach Mafsgabe des in Theil I, Bd. 1 diefes »Handbuches« (Art. 302, S. 263) Gefagten unfymmetrifch ausgebildet werden.

Diefe Träger dürfen nur unter ruhender Laft verwendet werden, da fie Erfchütterungen und Stöfse auch in geringem Mafse nicht vertragen.

Im Gegenfatze zu den fchmiedeeifernen Trägern macht die den angreifenden Momenten entfprechende Variation des Querfchnittes durch Veränderung der Trägerhöhe oder der Stärke und Breite der Flanfche nicht die geringfte Schwierigkeit und follte daher ftets ausgeführt werden.

Unter Beibehaltung der an oben citirter Stelle gemachten Annahmen und mit Bezug auf die in Fig. 564 eingefchriebenen Bezeichnungen laffen fich zwifchen Spannung, Querfchnitts-Dimenfionen und Angriffsmoment M, wenn letzteres in der verticalen Trägeraxe wirkt, die Näherungsgleichungen für die Gurtungs-Querfchnitte aufftellen:

Fig. 564.



$$f_1 = \frac{M}{s'\,h} - \frac{\delta\,h}{4} \quad \text{und} \quad f_2 = 2\,f_1 + \frac{\delta\,h}{2} \qquad 175.$$

worin s' die zuläffige Druckfpannung, f_1 den Querfchnitt der oberen Gurtung und f_2 den Querfchnitt der unteren Gurtung bedeutet. Für δ ift ein bequemes Gufsmafs nicht unter $1{,}2$ cm anzunehmen.

Es empfiehlt fich, die Flanfche folcher gufseifernen Träger etwa in Abftänden gleich der dreifachen Trägerhöhe, namentlich aber in den Angriffspunkten von verticalen Einzellaften und über den Auflagern durch verticale Rippen gegen den Steg abzufteifen (Fig. 564).

Der rechteckige Kaftenquerfchnitt ift weniger gut, als der I-förmige, weil man in der Abmeffung der Gurtungsquerfchnitte dabei weniger frei ift und die Schwierigkeiten des Gufses wefentlich gröfsere find.

300. Beifpiel.

Beifpiel. Ein Träger von 4 m Länge hat auf 1 cm 30 kg zu tragen und ruht auf zwei Stützen. Für die Höhe ftehen nur 32 cm zur Verfügung; δ foll $1{,}5$ cm betragen. Für h ift $32 - \frac{\delta_1}{2} - \frac{\delta_2}{2}$, alfo vorläufig annähernd 30 cm einzuführen. Es wird nach den Gleichungen 175., wenn $s' = 750$ kg zugelaffen wird,

$$f_1 = \frac{30 \cdot 400^2}{8 \cdot 750 \cdot 30} - \frac{1{,}5 \cdot 30}{4} = 17{,}3 \text{ qcm} \quad \text{und} \quad f_2 = 2 \cdot 17{,}3 + \frac{1{,}5 \cdot 30}{2} = 57{,}1 \text{ qcm}.$$

Wird fonach $\delta_1 = 1{,}5$ cm und $\delta_2 = 2{,}5$ cm gemacht, fo mufs $b_1 = \frac{17{,}3}{1{,}5} = 11{,}5$ cm und $b_2 = \frac{57{,}1}{2{,}5} = 23$ cm werden, und die ganze Höhe beträgt $30 + \frac{1{,}5 + 2{,}5}{2} = 32$ cm.

Da die Formel nur annähernd richtige Refultate liefert, mufs nach Gleichung 34. in Theil I, Bd. 1 (S. 261) geprüft werden, wie grofs die gröfsten Spannungen oben und unten werden.

Die Lage des Schwerpunktes unter der Oberkante des Trägers beftimmt fich durch

$$z_o = \frac{11{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}75 + 28 \cdot 1{,}5 \cdot 15{,}5 + 23 \cdot 2{,}5 \cdot 30{,}75}{11{,}5 \cdot 1{,}5 + 28 \cdot 1{,}5 + 23 \cdot 2{,}5} = 20{,}8 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment für die Y-Axe beträgt [105])

---

[105]) Nach Art. 310 (S. 268) in Theil I, Bd. 1 diefes »Handbuches«.

$$\mathcal{J}_y = \frac{1}{3}\left[11{,}5 \cdot 20{,}8^3 + 23\,(32 - 20{,}8)^3 - (11{,}5 - 1{,}5)\,(20{,}8 - 1{,}5)^3 - \right.$$
$$\left. - (23 - 1{,}5)\,(32 - 20{,}8 - 2{,}5)^3\right] = 16582\,;$$

folglich die Spannung in der Oberkante

$$s' = \frac{30 \cdot 400^2}{8} \cdot \frac{20{,}8}{16582} = 752{,}6\,\text{kg},$$

in der Unterkante

$$\frac{30 \cdot 400^2}{8} \cdot \frac{32 - 20{,}8}{16582} = 405\,\text{kg}.$$

Oben ift genau der vorgefchriebene Werth von $750\,\text{kg}$ erreicht, unten der von $\frac{750}{2} = 375\,\text{kg}$ etwas überfchritten; es wird alfo die untere Gurtung um ein Geringes, und zwar ziemlich genau um $57{,}1\left(\frac{405}{375} - 1\right) = 4{,}5\,\text{qcm}$ zu verftärken, alfo auf $24{,}8\,\text{cm}$ Breite zu bringen fein.

b) Schmiedeeiferne Träger.

Die fchmiedeeifernen Träger können als gewalzte und als zufammengefetzte Träger unterfchieden werden. Bei erfteren werden die aus Eifenbahnfchienen hergeftellten von den aus Walz- oder Profileifen conftruirten zu fondern fein; die zufammengefetzten Träger hingegen können vollwandig (Blechträger) oder gegliedert (Gitterträger) fein.

1) Träger aus Eifenbahnfchienen.

301. Anwendung.

Eifenbahnfchienen werden bei Hochbauten vielfach als Träger benutzt, hauptfächlich wohl aus dem Grunde, weil fie meift leicht und billig zu haben find; letzteres trifft hauptfächlich für gebrauchte alte Schienen zu. Insbefondere zur Ueberdeckung von Thor- und anderen Wandöffnungen, zur Unterftützung von Treppen, als Balcon-Träger etc. werden Eifenbahnfchienen häufig benutzt; bisweilen treten fie auch bei der Ueberwölbung von Keller- und anderen Räumen an die Stelle von I-förmigen Walzträgern (fiehe unter 2).

302. Berechnung.

Die einfchlägigen ftatifchen Ermittelungen werden in gleicher Weife, wie bei anderen gewalzten Trägern vorgenommen.

Zieht man die gegenwärtig üblichen breitbafigen Schienen in Betracht, fo ift nach *Winkler* [106]) annähernd die Querfchnittsfläche des Schienenprofils

	für Eifenfchienen:	für Stahlfchienen:	
$F =$	$0{,}285\ h^2$;	$0{,}274\ h^2$	Quadr.-Centim.,

wenn h die Schienenhöhe (in Centim.) bezeichnet.

Das Eigengewicht für 1 lauf. Meter beträgt nahezu

$g =$	$0{,}22\ h^2$;	$0{,}21\ h^2$	Kilogr.

Das Trägheitsmoment des Schienenquerfchnittes für die wagrechte Schweraxe des aufrecht geftellten Profiles ift ungefähr

$\mathcal{J} =$	$0{,}0383\ h^4$;	$0{,}0364\ h^4$.

Da nur abgenutzte Schienen in Frage kommen, kann man die Profile nach obigen Formeln nicht voll ausnutzen; im Durchfchnitte wird man für breitbafige neuere Schienen

das Trägheitsmoment $\mathcal{J} = 0{,}035\ h^4$, ... 176.

das Widerftandsmoment $\frac{\mathcal{J}}{a} = 0{,}07\ h^3$, ... 177.

(worin h in Centim.) fetzen können.

106) In: Vorträge über Eifenbahnbau etc. I. Heft: Der Eifenbahn-Oberbau. 3. Aufl. Prag 1875. S. 77 u. 240.

Demnach ift eine auf l Centim. Stützweite frei tragende Schiene im Stande:

auf 1 cm ihrer Länge die Laft . . . $q = 392 \frac{h^3}{l^2}$ Kilogr., . . . 178.

in der Mitte ihrer Länge die Einzellaft $P = 196 \frac{h^3}{l}$ » . . . 179.

zu tragen, wobei eine Beanfpruchung des Materials von 700 kg für 1 qcm entfteht.

Stärkere Träger durch Zufammennieten mehrerer alten Schienen zu bilden, ift nicht zu empfehlen, da das geringwerthige Material die Koften guter Nietung nicht mit Vortheil trägt; übrigens entftehen unvortheilhafte Materialvertheilungen und durch die Nietlöcher in den ziemlich dicken Füfsen beträchtliche Schwächungen.

303. Beifpiele.

Beifpiele. 1) Eine Schiene von 13 cm Höhe, welche zur Unterftützung von Kellerkappen dient, hat auf 1 lauf. Centim. ($q =$) 7 kg zu tragen; wie weit darf diefelbe frei liegen?

Nach Gleichung 178. ift $7 = 392 \frac{13^3}{l^2}$, woraus

$$l = \sqrt{\frac{392}{7} 13^3} = \sim 350 \text{ cm}.$$

2) Ueber einer Oeffnung von 3 m Stützweite fteht mitten ein Pfeiler von 5000 kg Gewicht; wie viele 13 cm hohe Schienen find zu feiner Unterftützung nothwendig?

Nach Gleichung 179. trägt eine Schiene

$$P = 196 \frac{13^3}{300} = 1435 \text{ kg};$$

es müffen fonach $\frac{5000}{1435} = 4$ Schienen gelegt werden.

3 [107]) Ein Erker-Vorbau, welcher, bei 1,0 m Ausladung und 2,5 m Breite, in jedem Gefchoffe ein ausgekragtes Traggerippe aus Schienen erhält, hat an der Vorderfeite ein 1,6 m breites, 2,6 m hohes und in jeder Seitenwand ein 0,5 m breites, 2,6 m hohes Fenfter; die Gefchofshöhe beträgt 4,2 m, die Brüftungshöhe der Fenfter 0,75 m; die Stärke der Eckpfeiler zwifchen den Fenftern beträgt 1½ Stein, die der Fenfterbrüftungen und Fenfterübermauerungen 1 Stein. Die Eifen-Conftruction befteht aus 2 vorgekragten Schienenlagen unter den Seitenwänden und einer auf deren freien Enden gelagerten Schienenlage unter der Vorderwand. Die Mitten der beiden vorgekragten Schienenlagen liegen $2{,}50 - 0{,}38 = 2{,}12$ m aus einander und beftimmen die Stützweite der vorderen Schienenlage zu 2,12 m. Das Auflager der vorderen Schienenlage ift zu $1{,}00 - \frac{0{,}38}{2} = 0{,}81$ m von der Wand anzunehmen.

α) Die vordere Schienenlage hat an beiden Enden auf $\frac{2{,}12 - 1{,}60}{2} = 0{,}26$ m Länge zuerft den vollen Pfeiler von $4{,}2 \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}01 \cdot 1700 = 27$ kg Gewicht für 1 lauf. Centim. zu tragen; dann folgt aus der Fenfterübermauerung eine 26 cm vom Lager entfernte Einzellaft von

$$\tfrac{1}{2}\ 0{,}25 \cdot 1{,}6\ (4{,}2 - 0{,}75 - 2{,}60)\ 1700 = 289 \text{ kg};$$

endlich ruft unter dem Fenfter die Brüftung auf 1,60 m Breite für 1 lauf. Centim. die Laft von $0{,}25 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}01 \cdot 1700 = 3{,}2$ kg hervor. Aufserdem hat der Vorderträger aus dem Erker-Fufsboden noch 2 kg für 1 lauf. Centim. auf $2{,}50 - 2 \cdot 0{,}38 = 1{,}74$ m Länge in der Mitte zu tragen.

Die vom Vorderträger auf die ausgekragten Schienen ausgeübten Auflagerdrücke find demnach $27 \cdot 26 + 289 + \frac{160}{2} 3{,}2 + \frac{174}{2} 2 = 1421$ kg; das Biegungsmoment in der Mitte ift

$$M = 1421 \frac{212}{2} - 27 \cdot 26 \left(\frac{212}{2} - \frac{26}{2}\right) - 289 \left(\frac{212}{2} - 26\right) - \frac{160}{2} 3{,}2 \frac{160}{4} - 2 \frac{174}{2} \cdot \frac{174}{4} = 44\,411 \text{ cmkg}.$$

Werden n Schienen neben einander gelegt, fo ift bei einer Beanfpruchung von $s = 700$ kg für 1 qcm nach Gleichung 177. bei 8 cm Schienenhöhe das s-fache Widerftandsmoment $700\, n \frac{\mathcal{J}}{a} = n \cdot 700 \cdot 0{,}07 \cdot 8^3 = 25\,088\, n$. Somit folgt die erforderliche Anzahl Schienen aus $25\,088\, n = M = 44\,411$ mit $n = 2$.

β) Die ausgekragte Schienenlage von 81 cm theoretifcher Länge trägt am freien Ende den Auflagerdruck des Vorderträgers mit 1421 kg, ferner den Reft der Vorderwand mit

$$0{,}38 \cdot 4{,}20 \frac{2{,}5 - 1{,}6 - 2 \cdot 0{,}26}{2} 1700 = 515 \text{ kg};$$

[107]) Bezüglich der hier benutzten Formeln vergl. die in den Fufsnoten 108 bis 115 angezogenen Gleichungen.

hierauf folgt aus dem auf dem Träger ſtehenden, 38 cm ſtarken Pfeiler eine Laſt von 27 kg bis zum Fenſter, d. h. auf $\frac{1{,}00 - 0{,}38 - 0{,}50}{2} = 0{,}06$ m Länge; weiters folgt in der Fenſterkante aus der Fenſterübermauerung eine Einzellaſt von $\frac{0{,}50 \cdot 0{,}25}{2} (4{,}20 - 0{,}75 - 2{,}60)\ 1700 = 90$ kg; alsdann aus der Fenſterbrüſtung auf 50 cm Länge, wie oben, 3,2 kg Laſt auf 1 cm; hierauf in der Fenſterkante die Einzellaſt der Fenſterübermauerung mit 90 kg, und ſchlieſslich wieder aus der $\frac{1{,}00 - 0{,}38 - 0{,}50}{2} = 0{,}06$ m breiten Vorlage im Anſchluſſe an die Wand eine Laſt von 27 kg für 1 cm.

Das Biegungsmoment in der Vorderkante der Wand iſt ſomit

$$M = (1421 + 515)\ 81 + 27 \cdot 6 \left(81 - \frac{38}{2} - \frac{6}{2}\right) + 90\ (6 + 50) +$$

$$+ 3{,}2 \cdot 50 \left(\frac{50}{2} + 6\right) + 90 \cdot 6 + 27 \cdot 6\ \frac{6}{2} = 177\,400 \text{ cmkg}.$$

Werden hier je n Schienen von 13 cm Höhe ausgekragt, ſo iſt das s-fache Widerſtandsmoment bei einer Beanſpruchung von $s = 700$ kg für 1 qcm nach Gleichung 177. $n \cdot 0{,}07 \cdot 13^3 \cdot 700 = 107\,653\ n$. Demnach folgt aus $107\,653\ n = M = 177\,400$ die Zahl der Schienen $n = 2$.

Es hat ſomit der Eiſenrahmen in den auskragenden Theilen aus je 13 cm hohen Schienen, über deren Enden zum Tragen der Vorderwand zwei 8 cm hohe Schienen geſtreckt ſind, zu beſtehen; erſtere können, falls niedrigere Profile vorhanden ſind, etwas leichter gewählt werden.

2) Träger aus Walzeiſen.

304. Grundlagen der Berechnung.

Solche Träger werden hauptſächlich aus Belag-, ⊏-, Z, und I-Eiſen hergeſtellt; für die Querſchnittsform dieſer Profileiſen ſind die »Deutſchen Normalprofile für Walzeiſen« maſsgebend, welche in Theil I, Band 1 (Art. 181 bis 188, S. 194 bis 198) mitgetheilt ſind; die betreffenden Tabellen enthalten neben den Querſchnitts-Dimenſionen auch die zur Berechnung nothwendigen Angaben über die Lage des Schwerpunktes und die Gröſse der Trägheitsmomente.

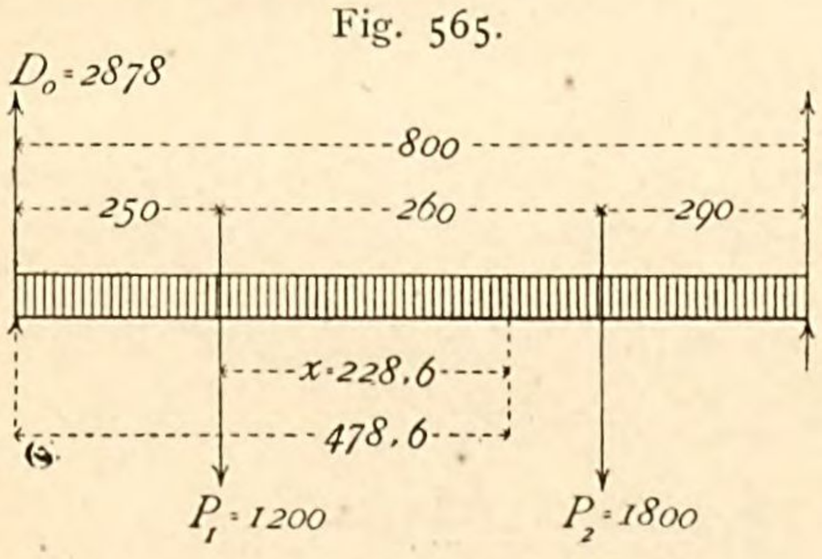
Einige Beiſpiele mögen die Anwendung jener Tabellen unter Benutzung der früher entwickelten Formeln erläutern.

305. Beiſpiele.

Beiſpiele. 1) Ein I-Träger ſei nach Fig. 565 durch die Einzellaſten P_1 und P_2, ſo wie durch die gleichförmig vertheilte Laſt von 3,5 kg auf 1 cm der Länge belaſtet. Der Auflagerdruck beträgt [108])

$$D_0 = \frac{3{,}5 \cdot 800}{2} + \frac{1200\ (260 + 290) + 1800 \cdot 290}{800} = 2878 \text{ kg}.$$

Fig. 565.



Das gröſste Angriffsmoment liegt dort, wo die Summe der Transverſalkräfte gleich Null iſt. Man findet dieſe Stelle am einfachſten durch allmähliche Subtraction der Verticalkräfte von links her.

Subtrahirt man zunächſt von $D_0 = 2878$ das Product $250 \cdot 3{,}5 = 875$, ſo bleibt ein Reſt von 2003; hiervon $P_1 = 1200$ abgezogen, giebt als Reſt 803. Das Product $260 \cdot 3{,}5 = 910$ iſt ſchon gröſser, als der letzte Reſt, ſo daſs die geſuchte Stelle zwiſchen P_1 und P_2 liegen muſs, und zwar von P_1 um eine Strecke x entfernt, welche aus der Relation $x \cdot 3{,}5 = 803$ mit $x = 228{,}6$ cm folgt. Für dieſe Stelle, welche alſo $250 + 228{,}6 = 278{,}6$ cm vom linken Auflager entfernt liegt, iſt das Moment [109])

$$M_{max} = 2878 \cdot 478{,}6 - 478{,}6 \cdot 3{,}5 \cdot \frac{478{,}6}{2} - 1200 \cdot 228{,}6 = 702\,024 \text{ cmkg}.$$

Der Werth $\frac{J}{a}$ oder das ſog. Widerſtandsmoment des Trägers ergiebt ſich [110]), bei einer zuläſſigen Beanſpruchung von 1000 kg für 1 qcm, aus der Gleichung

---

108) Nach Gleichung 162. (S. 326) in Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches«.

109) Nach S. 320 ebendaſ.

110) Nach Gleichung 36. (S. 262) ebendaſ.

$$\frac{M}{s} = \frac{702024}{1000} = \frac{\mathcal{J}}{a} = 702,$$

und es mufs daher nach der Tabelle über die Normalprofile von I-Eifen [111]) mindeftens das Profil Nr. 32 mit dem Widerftandsmoment $\frac{\mathcal{J}}{a} = 788{,}9$ gewählt werden.

2) Auf der oberen Gurtung eines Dachftuhles mit der Neigung $1 : 2{,}5$ ruhen Pfetten von Z-förmigem Profil in $1{,}5$ m Theilung, welche über den $4{,}5$ m betragenden Binderabftänden als continuirliche Gelenkträger ausgebildet find. Das Eigengewicht der Dachdeckung betrage 70 kg für 1 qm Grundfläche, die Schneebelaftung 75 kg für 1 qm Grundfläche und der Winddruck 50 kg für 1 qm Dachfläche winkelrecht zu derfelben.

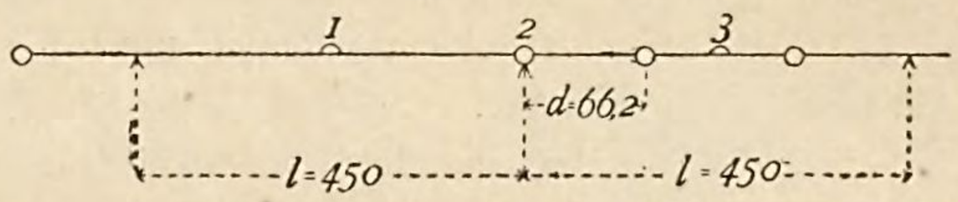
Der horizontal gemeffene Pfettenabftand beträgt alsdann $\frac{1{,}5 \cdot 2{,}5}{\sqrt{1 + (2{,}5)^2}} = 1{,}392$ m, die Windbelaftung normal zur Dachfläche für 1 lauf. Centim. der Pfette

$$w = 0{,}01 \cdot 1{,}5 \cdot 50 = 0{,}75 \text{ kg}.$$

Die Verticallaft auf das laufende Centimeter Pfette ift

$$q = 0{,}01 \cdot 1{,}392\,(70 + 75) = 2{,}02 \text{ kg}.$$

Fig. 566.



Die Momente M_1, M_2 und M an den Stellen *1*, *2* und *3* des Gelenkträgers (Fig. 566) werden gleich grofs, fobald

$$d = \frac{l}{2}\left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}}\right), \quad \text{alfo} \quad d = 0{,}147\, l = 0{,}147 \cdot 450 = 66{,}2 \text{ cm}$$

gemacht wird, und zwar ift alsdann

$$M_1 = M_2 = M_3 = 0{,}0626\, ql^2.$$

Es ift fomit das Moment der Verticallaften $0{,}0626 \cdot 2{,}02 \cdot 450^2 = 25606$ cmkg und jenes des Winddruckes $0{,}0626 \cdot 0{,}75 \cdot 450^2 = 9507$ cmkg; aus beiden ergiebt fich mittels der in Fig. 567 vorgenommenen graphifchen Ermittelung ein Gefammtmoment

$$M = 34600 \text{ cmkg},$$

deffen Richtung in Fig. 567 gleichfalls angegeben ift.

Nunmehr foll unterfucht werden, ob das Z-Eifen-Profil Nr. 12 der Normal-Tabelle [112]) für dieles Moment genügt.

Für das Z-Eifen find die Trägheits-Hauptaxen nicht, wie bei den fymmetrifchen Profilen, ohne Weiteres zu erkennen [113]), fondern müffen erft gefucht werden. Für die mit $\mathcal{J}$ und $\mathcal{J}_1$ bezeichneten Axen find die Trägheitsmomente

$$\mathcal{J} = 6\,\frac{12^3 - 10{,}2^3}{12} + 0{,}7\,\frac{10{,}2^3}{12} = 395$$

und

$$\mathcal{J}_1 = 0{,}9\,\frac{12^3}{12} + 11{,}1\,\frac{0{,}7^3}{12} = 130.$$

Der Winkel β, den die zweite Hauptaxe Y mit der Axe von $\mathcal{J}_1$ einfchliefst, folgt, wenn links drehend gemeffene Winkel pofitiv find, aus Gleichung 46. in Theil 1, Band 1 dieles »Handbuches« (S. 269):

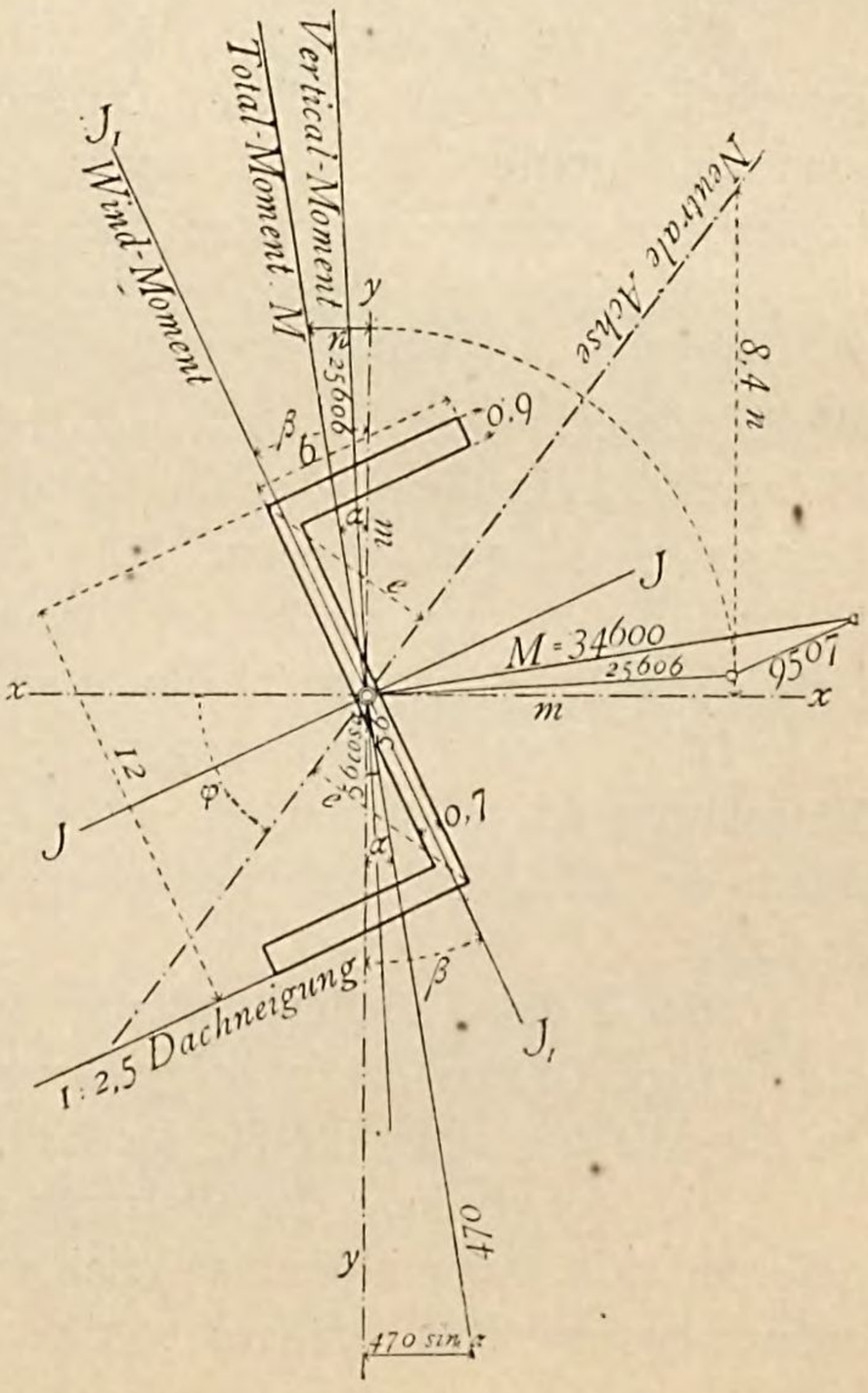
$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{H}{130 - 395}.$$

Das Centrifugal-Moment H für die Axen $\mathcal{J}$ und $\mathcal{J}_1$ ift alsdann

$$H = 6 \cdot 0{,}9 \cdot \left(6 - \frac{0{,}9}{2}\right)\left(3 - \frac{0{,}7}{2}\right) +$$

$$+ 6 \cdot 0{,}9\left[-\left(6 - \frac{0{,}9}{2}\right)\right]\left[-\left(3 - \frac{0{,}7}{2}\right)\right] = 158{,}8;$$

Fig. 567.



111) In Art. 188 (S. 198) ebendaf.
112) Siehe Art. 186 (S. 197) ebendaf.
113) Siehe Art. 314 (S. 270) ebendaf.

demnach ist

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{158{,}8 \cdot 2}{130 - 395} = -1{,}1985\,,$$

woraus $\beta = -25^0\ 4'\ 47''$ rechts drehend aufzutragen.

Weicht nun die Ebene des Angriffsmomentes M um den Winkel α von der zweiten Hauptaxe Y ab, so ergiebt sich der Winkel φ zwischen der ersten Hauptaxe X und der neutralen Axe nach Gleichung 64. (S. 280) des eben genannten Bandes aus $\frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{A}{B}$, worin A und B die Trägheitsmomente für die Hauptaxen sind. Diese werden aber nach Gleichung 45. (S. 269) des genannten Bandes

$$A = 395 \cos^2(-25^0\ 4'\ 47'') + 130 \sin^2(-25^0\ 4'\ 47'') - 158{,}8 \sin 2(-25^0\ 4'\ 47'') = 470,$$
$$B = 130 \cos^2(-25^0\ 4'\ 47'') + 395 \sin^2(-25^0\ 4'\ 47'') + 185{,}8 \sin 2(-25^0\ 4'\ 47'') = 56.$$

Es ist somit $\operatorname{tg}\varphi = \frac{470}{56} \operatorname{tg}\alpha = 8{,}4 \operatorname{tg}\alpha$. Man greife im Abstande m auf der Y-Axe die $\operatorname{tg}\alpha$ messende Lothlänge n ab und trage diese auf der Normalen zur X-Axe im Abstande m vom Anfange $8{,}4$-mal auf, so ergiebt die Verbindungslinie des Endpunktes dieser Auftragung mit dem Coordinaten-Anfange die neutrale Axe. Dabei ist zu beachten, dass nach den Gleichungen für α und φ die neutrale Axe und die Angriffsebene stets in verschiedenen Quadranten des Hauptaxen-Systemes liegen müssen.

Ist die neutrale Axe fest gelegt, so ergiebt sich die Spannung σ eines Punktes, welcher um y von ihr absteht, aus

$$\sigma = \frac{My\sqrt{A^2 \sin^2\alpha + B^2 \cos^2\alpha}}{AB}\,,$$

und zwar als Druck, wenn der untersuchte Punkt auf der Seite der neutralen Axe liegt, von der die Last wirkt. σ wird am grössten für den grössten Werth e von y, also, da $e = 2{,}7$ cm ist, in diesem Falle $\sigma = \frac{34600 \cdot 2{,}7\sqrt{470^2 \sin^2\alpha + 56^2 \cos^2\alpha}}{470 \cdot 56}$; durch Construction in Fig. 565 ist $470 \sin\alpha = 72$, $56 \cos\alpha = 55$ gefunden, also nach obiger Gleichung

$$\sigma = \frac{34600 \cdot 2{,}7\sqrt{72^2 + 55^2}}{470 \cdot 56} = 322\,\text{kg}.$$

Ist die zulässige Beanspruchung gleich 1000 kg für 1 qcm, so reicht diese Pfette also noch aus, wenn die Theilung in der Dachneigung von $1{,}5$ m auf $3 \cdot 1{,}5 = 4{,}5$ m erhöht wird.

306. Anwendung der verschiedenen Walzeisen-Profile.

Was die Verwendung der verschiedenen Profile anlangt, so wählt man für gewöhnliche Träger (Balken, Unterzüge, Kappenträger etc.) I-Profile oder, wenn man eine glatte Seite und wenig seitliche Steifigkeit verlangt, [-Profile. L-Eisen kommen in zusammengesetzten Trägern ausschliesslich mit anderen Eisensorten vereinigt vor; nur die ganz schwachen Sorten werden wohl für sich allein zu Dachlatten für Ziegeldächer verwendet. Z-Eisen werden mit Vorliebe als Pfetten, namentlich für Wellblechdeckungen benutzt, und kleine T-Eisen bilden die Träger für die Glastafeln kleinerer Deckenlichter, während die Tafeln grosser Glasflächen auf das kleinste Belageisen gelagert werden. Die Belageisen verwendet man auch vielfach zur Herstellung eiserner Decken mit Cement- oder Asphalt-Estrich, indem man sie quer über die dann in weiter Theilung angeordneten Balken dicht an einander rückt.

Diese Profile durch gegenseitige Vernietung oder Aufnieten von Kopf- und Fussplatten zu verstärken, ist nicht empfehlenswerth, weil (vergl. Fig. 450, S. 164) durch die Nietlöcher fast eben so viel verloren geht, als man durch die Verstärkung gewinnt.

Die in den Tabellen enthaltenen Normal-Profile müssen selbst unter Aufwendung überflüssigen Materiales in Folge der Wahl zu starker Profile stets beibehalten werden, da das Walzen neuer Profile für bestimmte Zwecke unverhältnissmässig theuer ist.

Die Verwendung der Walzträger ist durchzuführen, so lange die Profile für die geforderte Leistung irgend ausreichen, da ihr Preis nur etwa die Hälfte dessen von zusammengenieteten Trägern beträgt. Ein Theil dieses Gewinnstes geht allerdings

dadurch wieder verloren, dafs es bei Walzträgern unmöglich ift, fich der Abnahme der Biegungsmomente durch Verfchwächung des Querfchnittes anzufchliefsen.

Die fchwerften Profile foll man für etwas ermäfsigte Beanfpruchungen berechnen, da ihre Herftellung an Sicherheit derjenigen der fchwachen Profile nachfteht.

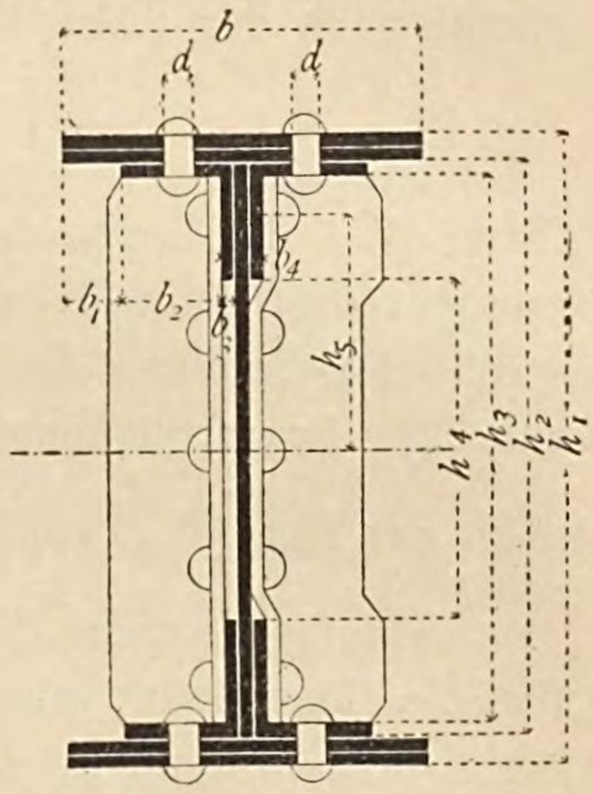
3) Blechträger.

307. Querfchnitt und Conftruction.

Blechträger werden zufammengefetzt aus Winkeleifen und vollen Blechplatten, und zwar faft ausfchliesslich in I-Form (Fig. 568) oder in Kaftenform (Fig. 569); letztere erreicht bei thunlichfter Höheneinfchränkung eine breite Oberfläche, z. B. zum Tragen ftarker Mauern, macht aber eine Revifion der Innenflächen unmöglich.

Die Kopf- und Fufsplatten läfft man nicht mehr, als um ihre achtfache Dicke über die Winkeleifen frei vorragen; find mehrere da, fo werden alle gleich breit gemacht. Die verticalen Blechwände müffen über allen Auflagern und an den Angriffsftellen von Einzellaften durch 1, 2 oder 4 angenietete Winkeleifen verfteift werden, welche entweder gekröpft (Fig. 568 u. 569 rechts) oder beim Einlegen von Füllftreifen (Fig. 568 u. 569 links) gerade gelaffen werden.

Fig. 568.

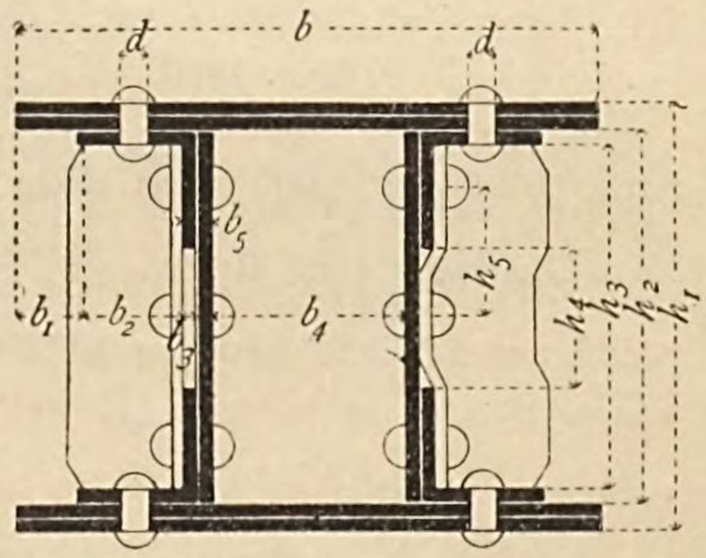


Die verwendeten Blechdicken fteigen von 6 bis 20 mm; die Gröfse der einzelnen Tafeln richtet fich danach, dafs keine mehr als 350 kg, höchftens 400 kg wiegen foll. Die Breite der Bleche kann bis zu 1,2 m fteigen.

Von den in Theil I, Band 1 (Art. 182, S. 194 u. 195) mitgetheilten Normalprofilen für Winkeleifen werden vorwiegend die gleichfchenkeligen mit Schenkelbreiten von 4 bis 12 cm verwendet; ungleichfchenkelige benutzt man mit abftehendem langen Schenkel dann, wenn man vom Träger grofse Seitenfteifigkeit verlangt.

Die Niete, deren Dicke fich nach der Stärke der verwendeten Eifen (fiehe Art. 206, S. 142) richtet, find in den Winkeleifen nach Fig. 422 bis 426, S. 149 u. 150) anzuordnen. In den Gurtungsplatten hat man die Niete der verfchiedenen (meift 2) Reihen gegen einander verfetzt. Dies ift indefs verkehrt, weil die excentrifche Lochung die Platten mehr fchwächt, als die doppelte; dagegen werden die Niete in den beiden Schenkeln der Winkeleifen ftets verfetzt (Fig. 572). Die Kopf- und Fufsplatten laufen nicht bis zu den Trägerenden, fondern hören da auf, wo der Querfchnitt ohne fie für das gröfste Moment diefer Stelle ftark genug ift.

Fig. 569.



308. Ermittelung der Querfchnitte.

Wirken die Laften in der verticalen Mittelaxe, fo erfolgt die Spannungsermittelung nach Theil I, Band 1 diefes »Handbuches« (Art. 298, S. 262), bei fchiefer Beanfpruchung nach Art. 324 (S. 282) und dem obigen Beifpiele 2 (S. 207) für Walzträger. In allen Fällen wird das Trägheitsmoment für die horizontale Schweraxe gebraucht. Daffelbe beträgt nach Fig. 568 für I-förmige Träger

$$\mathcal{J} = (b - 2\,d)\,\frac{h_1^{\,3}}{12} - 2\,b_1\,\frac{h_2^{\,3}}{12} - 2\,(b_2 - d)\,\frac{h_3^{\,3}}{12} - 2\,b_3\,\frac{h_4^{\,3}}{12};$$

fehlen die Kopf- und Fufsplatten, fo find die Niete in den verticalen Winkelfchenkeln nach dem Anfatze $-2\,b_4\,d\,h_5^2$ in Abzug zu bringen.

Für Kaftenträger nach Fig. 569 beträgt das Trägheitsmoment

$$\mathcal{J} = (b - 2\,d)\,\frac{h_1^3}{12} - (2\,b_1 + b_4)\,\frac{h_2^3}{12} - 2\,(b_2 - d)\,\frac{h_3^3}{12} - 2\,b_3\,\frac{h_4^3}{12};$$

fehlen hier die Platten, fo ift der Nietabzug für die Niete in den Blechwänden $2 \,.\, 2\,d\,b_5\,h_5^2$.

In die Formeln für die Spannungen find die Trägheitsmomente einzuführen, zu deren Berechnung man den Querfchnitt zunächft annehmen mufs. Die Profile müffen alfo durch Probiren feft geftellt werden. Um fchnell zum Ziele zu gelangen, beftimme man, wenn eine beftimmte Trägerhöhe vorgefchrieben ift, das Profil zunächft nach der Formel

$$f = \left[\frac{M\,h}{s'\,(h-6)^2} - \frac{\delta\,(h-6)}{6}\right] \text{Quadr.-Centim.} \quad \ldots\ldots \quad 180.$$

Darin ift f die Gröfse des Gurtungsquerfchnittes (in Quadr.-Centim.), M das Angriffsmoment (in Centim.-Kilogr.), h die Trägerhöhe (in Centim.), δ die Stärke der Blechwände (in Centim.; für den I-Träger $= 1\,^{\text{cm}}$, für den Kaftenträger $= 2\,^{\text{cm}}$), s' die zuläffige Beanfpruchung (in Kilogr. für $1\,^{\text{qcm}}$). Das gefundene Profil wird dann nach der Formel $s' = \frac{M\,e}{\mathcal{J}}$ geprüft, worin e die halbe Trägerhöhe ift.

Häufig ift nicht die Höhe des Trägers, fondern die Auswahl der Eifenforten für die Gurtungen, damit alfo das Gurtungsprofil vorgefchrieben. Man berechne dann den Abftand x_0 des Schwerpunktes der bekannten Gurtungsfläche f von der Aufsenkante, indem man das Stück von der Blechwand bis zur Winkeleifen-Innenkante mit zum Gurtungsquerfchnitte rechnet. Die der Gurtung entfprechende Trägerhöhe ergiebt fich dann aus der Formel

$$h = 2\,x_0 + \frac{M + \sqrt{M\,(M + 8\,f\,s'\,x_0)}}{2\,f\,s'} \quad \ldots\ldots \quad 181.$$

309. Beifpiele.

Beifpiele. 1) Ein Träger von $10\,^{\text{m}}$ Länge trägt aufser $5\,^{\text{kg}}$ gleichförmig vertheilter Laft auf $1\,^{\text{cm}}$ Länge in der Mitte noch eine Einzellaft von $30\,000\,^{\text{kg}}$. Das Maximal-Moment in der Mitte ift $\frac{5 \,.\, 1000^2}{8} + \frac{30\,000 \,.\, 1000}{4} = 8\,125\,000\,^{\text{cmkg}}$; der Träger foll einen I-förmigen Querfchnitt, eine $1\,^{\text{cm}}$ ftarke Blechwand und $80\,^{\text{cm}}$ Höhe haben, fchliefslich mit $s' = 900\,^{\text{kg}}$ für $1\,^{\text{qcm}}$ beanfprucht werden. Nach Gleichung 180. ift $f = \frac{8\,125\,000 \,.\, 80}{900\,(80-6)^2} - \frac{1\,(80-6)}{6} = 120\,^{\text{qcm}}$. Die Fläche wird hergeftellt zunächft aus 2 Winkeleifen von $10 \times 10 \times 1{,}2\,^{\text{cm}}$, in deren jedem 1 Nietloch von $2{,}5\,^{\text{cm}}$ Durchmeffer abzuziehen ift; fie enthalten $2\,(10 + 8{,}8 - 2{,}5)\,1{,}2 = 39\,^{\text{qcm}}$; aufserdem werden 3 Platten von $1\,^{\text{cm}}$ Dicke verwendet, welche nach Zufchlag zweier Nietlöcher $\frac{120 - 39}{3} + 5 = 32\,^{\text{cm}}$ breit fein müffen.

Das genaue Trägheitsmoment des fo entftandenen Querfchnittes ift nach obiger Formel:

$$\mathcal{J} = (32 - 2 \,.\, 2{,}5)\,\frac{80^3}{12} - 2 \,.\, 5{,}5\,\frac{74^3}{12} - 2\,(8{,}8 - 2{,}5)\,\frac{71{,}6^3}{12} - 2 \,.\, 1{,}2\,\frac{54^3}{12} = 362\,640.$$

Die genaue Maximal-Spannung ift fomit

$$s' = \frac{M\,e}{\mathcal{J}} = \frac{8\,125\,000 \,.\, 80}{362\,640 \,.\, 2} = 896\,^{\text{kg}}.$$

Das Ergebnifs der Annäherungsgleichung ift alfo befriedigend.

2) Für einen gleich belafteten und gleich langen Träger wie in 1, aber mit Kaftenquerfchnitt (Fig. 569) follen zu den Gurtungen je 2 Platten von $40\,^{\text{cm}}$ Breite und $1\,^{\text{cm}}$ Dicke und 2 Winkeleifen von $11 \times 11 \times 1{,}0\,^{\text{cm}}$ verwendet werden. Die Niete haben $2\,^{\text{cm}}$ Durchmeffer. Der Schwerpunkt der entftandenen Gurtung liegt über der Unterkante (nach Fig. 570) um

$$x_0 = \frac{(40 - 2 \cdot 2) \cdot 2 \cdot 1 + 2\,(11 + 1 - 2) \cdot 2{,}5 + 2 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 8}{(40 - 2 \cdot 2)\,2 + 2\,(11 + 1 - 2) + 2 \cdot 2 \cdot 10},$$

$$x_0 = 3{,}35\ \text{cm};$$

der Gurtungsquerfchnitt ift der Nenner von x_0, demnach $f = 132$ qcm.

Nach der Näherungsformel ift fomit

$$h = 2 \cdot 3{,}35 + \frac{8125000 + \sqrt{8125000\,(8125000 + 8 \cdot 132 \cdot 900 \cdot 3{,}35)}}{2 \cdot 132 \cdot 900},$$

$$h = 81\ \text{cm}.$$

Das Trägheitsmoment dieſes Querfchnittes ift nach der obigen Formel

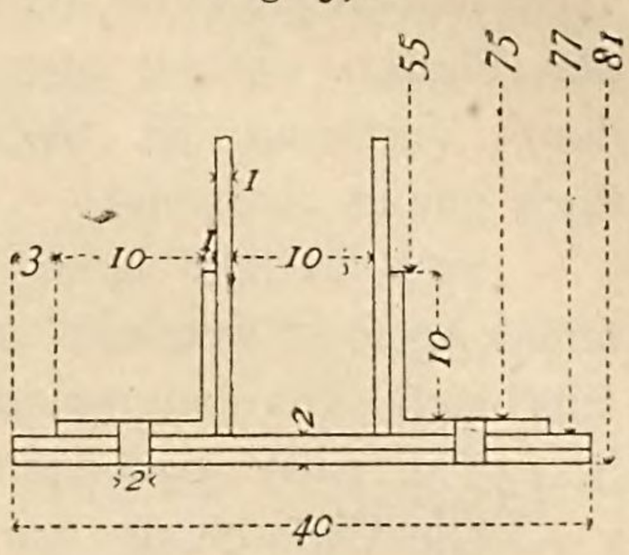
$$\mathcal{J} = (40 - 2 \cdot 2)\,\frac{81^3}{12} - (2 \cdot 3 + 10)\,\frac{77^3}{12} - 2\,(10 - 2)\,\frac{75^3}{12} - 2 \cdot 1\,\frac{55^3}{12} = 395382;$$

folglich die genaue gröfste Beanfpruchung

$$s' = \frac{8125000 \cdot 81}{395382 \cdot 2} = 832\ \text{kg}.$$

Da 900 kg zugelaffen werden follen, fo kann man den Träger um etwas erniedrigen, etwa auf 78 cm, welches Mafs durch Neuaufftellung des Trägheitsmomentes nochmals zu prüfen ift.

Fig. 570.



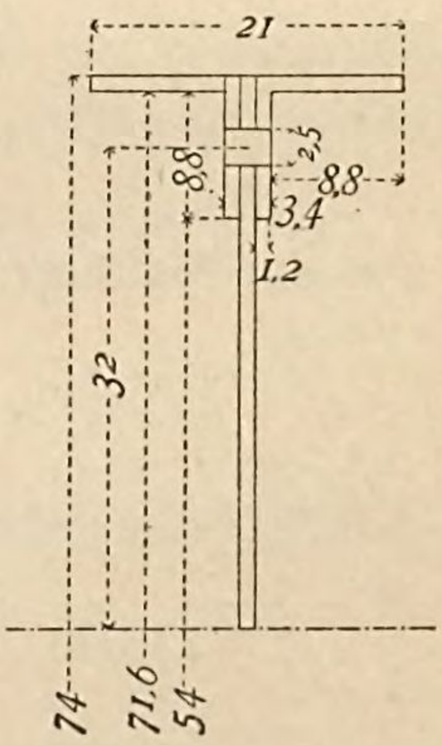
310. Variation des Querfchnittes.

Ein wefentlicher Vortheil der zufammengefetzten Träger liegt in der Möglichkeit, den Querfchnitt durch Weglaffen einzelner Gurtungstheile der Abnahme des Biegungsmomentes entfprechend variiren zu können.

Beifpiel. Der Träger des vorftehenden Beifpieles 1 behält nach Wegnahme der äufserften Platte in beiden Gurtungen noch ein Trägheitsmoment $\mathcal{J} = 362640 - (32 - 2 \cdot 2{,}5)\,\frac{80^3 - 78^3}{12} = 278400$.

Der Auflagerdruck des Trägers ift $A = \frac{30000}{2} + \frac{5 \cdot 1000}{2} = 17500$ kg, das Moment in der Abfciffe x alfo $17500\,x - \frac{5\,x \cdot x}{2}$, und diefes ift gleich dem noch vorhandenen Widerftandsmomente $\frac{900 \cdot 278400}{78}$ zu fetzen. Aus $17500\,x - \frac{5\,x^2}{2} = \frac{2 \cdot 900 \cdot 278400}{78}$ folgt $x = 370$ cm. Es kann fonach die äufserfte Blechplatte 370 cm vor dem Auflager aufhören. Thatfächlich mufs fie jedoch über diefen Punkt hinaus nach dem Auflager noch fo weit verlängert werden, dafs mindeftens ein Niet in der regelmäfsigen Theilung die Platte noch aufserhalb des theoretifchen Endpunktes mit den übrigen Gurtungstheilen verbindet. Ganz eben fo find die Stellen zu berechnen, wo die zweite, bezw. dritte Platte aufhören kann.

Fig. 571.



Um die Stelle zu berechnen, wo die innerfte Gurtungsplatte aufhören darf, ift zunächft das Trägheitsmoment für den blofs aus Wand und Winkeleifen beftehenden Querfchnitt wegen des nun veränderten Nietabzuges neu aufzuftellen. Daffelbe beträgt (Fig. 571)

$$\mathcal{J} = 21 \cdot \frac{74^3}{12} - 2 \cdot 8{,}8\,\frac{71{,}6^3}{12} - 2 \cdot 1{,}2\,\frac{54^3}{12} - 2 \cdot 2{,}5 \cdot 3{,}4 \cdot 32^2 = 121892.$$

Die Gleichung für die Abfciffe des theoretifchen Endes der letzten Platte ift alfo

$$17500\,x - \frac{5\,x^2}{2} = \frac{900 \cdot 121892 \cdot 2}{74}$$

und giebt $x = 175$ cm. Ueber den Punkt, welcher 175 cm von Auflagermitte entfernt ift, mufs alfo die letzte Platte noch fo weit nach dem Lager zu hinausgeführt werden, dafs fie aufserhalb diefer Stelle noch von einem Niete in der regelmäfsigen Theilung gefafft wird.

311. Anordnung der Niete.

Die Niettheilung der Winkeleifen ergiebt fich nach Theil I, Band 1 diefes »Handbuches«, Art. 329 (S. 289) aus den verticalen Scherkräften, mufs jedoch nur bei fehr niedrigen Trägern berechnet werden.

Bei normalen Trägern wird man innerhalb der zuläffigen Grenzen bleiben, wenn man die Theilung gleich $3\,d$ bis $4\,d$ macht. Die Theilung wird theoretifch in den

verticalen Winkelſchenkeln und in der Wand enger, als in den horizontalen und in den Platten. Wenn man alſo die für die verticalen Schenkel berechnete Theilung durch Verſetzen der Niete auf die horizontalen überträgt, ſo hat man jedenfalls ſtark genug conſtruirt.

Soll für ſehr hohe Träger die Wand aus zwei Blechtafeln über einander zuſammengeſetzt werden, ſo ergiebt ſich die Laſchung der horizontalen Fuge gleichfalls nach dem eben genannten Artikel und den im Vorhergehenden (Art. 189 u. 216, S. 133 u. 148) gegebenen Regeln; dieſe Anordnung iſt indeſs höchſt ſelten.

Die Verlaſchung von Gurtungstheilen iſt zu berechnen, indem man ihren Querſchnitt abzüglich der Nietlöcher als mit der in der oberſten Faſer zugelaſſenen Spannung voll beanſprucht betrachtet und die Nietung auf die ſo ermittelte Kraftgröſse einrichtet. Bezüglich der Form dieſer Laſchungen ſind Fig. 422 bis 425 u. 451 maſsgebend.

Häufig kommen Stöſse der Blechwand in verticaler Fuge vor, deren exacte Berechnung für die oberen und unteren Theile enge, für die Mitte weite Theilung der Niete ergeben würde. In der Praxis macht man die Theilung conſtant und berechnet ſie, indem man die durch die Nieten geſchwächte Wand von der Höhe h mit der an der Ober- und Unterkante wirkenden Spannung s' gleichmäſsig belaſtet annimmt. In Gleichung 85. (S. 142), iſt dann für $d > \delta$ bei einreihiger Nietung der Laſchen $P = \delta\,(h - n\,d)\,s'$ zu ſetzen.

Gleichung 85. lautet alsdann:

$$n = \frac{\delta\,(h - n\,d)\,s'}{d\,\delta\,s''} \quad \text{oder} \quad n = \frac{h}{d\left(1 + \frac{s''}{s'}\right)}; \qquad \ldots\ldots 182.$$

dabei iſt die Niettheilung nach Gleichung 91. (S. 143) $e = d\left(1 + \frac{s''}{s'}\right)$ zu machen.

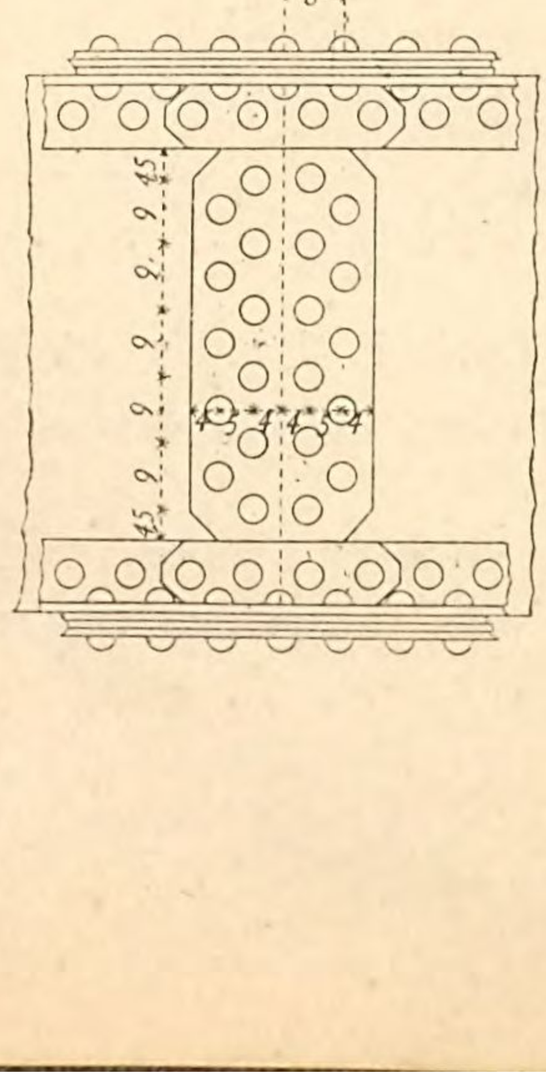
Meiſt werden dieſe Laſchungen jedoch zweireihig genietet. Es iſt dann $P = \delta\left(h - \frac{n}{2}\,d\right)s'$, ſonach nach Gleichung 85. (S. 142)

$$n = \frac{\delta\left(h - \frac{n}{2}\,d\right)s'}{d\,\delta\,s''}, \quad \text{alſo} \quad n = \frac{2\,h}{d\left(1 + 2\,\frac{s''}{s'}\right)}, \qquad \ldots\ldots 183.$$

und die Niettheilung für $n' = 2$ nach Gleichung 97. (S. 144) $e = d\left(1 + \frac{2\,s''}{s'}\right)$.

312. Beiſpiel.

Fig. 572.



Beiſpiel. Wäre die Wand des I-Trägers in obigen Beiſpielen (Fig. 571) zu ſtoſsen mittels zweier doppelreihigen Laſchen, ſo wäre $\delta = 1$, $h = 74$, $\frac{s''}{s'} = 1{,}5$, $d = 2{,}5$, folglich nach Gleichung 183.

$$n = \frac{2 \cdot 74}{2{,}5\,(1 + 2 \cdot 1{,}5)} = 14{,}8 = \backsim 15\,,$$

d. h. die Reihe zunächſt am Stoſse erhält 8, die zweite 7 Niete; dabei wird $e = 2{,}5\,(1 + 2 \cdot 1{,}5) = 10\,\text{cm}$. Wenn man den Stoſs in die Nähe der Stelle des Maximal-Momentes legt, ſo kann man die Niete in den Winkeleiſen als Laſchungsniete der Wand mit benutzen, da ſie an dieſer Stelle unbelaſtet ſind. Zwiſchen den Winkeleiſenkanten ſind alſo noch 6 Niete in der erſten, 5 in der zweiten unterzubringen. Die Höhe zwiſchen den Winkeln iſt jedoch nur 54 cm; alſo werden die 6 Niete in 9 cm Theilung geſetzt werden müſſen, was unbedenklich iſt, da die Laſchung auf den

gröfseren Theil der Höhe nicht voll beanfprucht ift. Die Lafche ftellt man in der Höhe aus 3 Theilen auf und zwifchen den Winkeln her. Die Niettheilung in den Winkeln wird in diefem Falle $3\,d = 7{,}5$ cm bis $4\,d = 10$ cm betragen; es mag 8 cm angenommen fein. Man lege dann den Stofs mitten in eine Theilung. Der Randabftand a' mufs nach Gleichung 103. (S. 145) betragen

$$a' = d\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2}\,\frac{s''}{t'}\right) = 2{,}5\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2}\,1{,}9\right) = 3{,}63 \text{ cm},$$

ift thatfächlich $= 4$ cm, genügt alfo. Der Abftand der Nietreihen im Mittelftücke der Lafche wird nach Gleichung 106. (S. 145)

$$e' = d\left(1 + \frac{1}{2}\,\frac{s''}{t'}\right) = 2{,}5\left(1 + \frac{1}{2}\,1{,}9\right) = 4{,}875 = \backsim 5 \text{ cm}.$$

Es ergiebt fich alfo die Lafchung nach Fig. 572.

4) Gitterträger.

313. Anwendung und Geftaltung.

Gitterträger kommen an Stelle der Blechträger in Anwendung, wenn das Trägerprofil fehr hoch wird oder wenn das fchwere Ausfehen der vollen Wand vermieden werden foll. Man verwendet fie aber auch fehr häufig dann, wenn es fich um die Aufnahme eines regelmäfsigen Syftemes von Einzellaften (Balken einer Balkenlage etc.) handelt.

Die gedrückte Gurtung mufs fo fteif fein, dafs fie zwifchen zwei Knotenpunkten nach keiner Richtung ausknickt; die Knotenpunkte felbft werden meift durch die zu tragende Conftruction verfteift. Die Entfernung der Knotenpunkte ift demnach höchftens gleich der Länge l eines auf Zerknicken in Anfpruch genommenen Stabes zu wählen, welche aus Gleichung 109. $\left(P = \frac{E\,\mathcal{J}\,\pi^2}{l^2}\right)$ in Theil I, Band 1 dieles »Handbuches« (S. 299) bei n-facher Sicherheit ($n = 5$) folgt, wenn darin E den Elafticitäts-Modul bezeichnet und wenn P dem n-fachen der Druckkraft in der Gurtung und $\mathcal{J}$ dem kleinften Trägheitsmomente des Gurtungsquerfchnittes gleich gefetzt wird. Dabei find die ganze Gurtungskraft und das Trägheitsmoment des ganzen Querfchnittes einzuführen, wenn die Theile der Gurtung durch Nietung zu einem Ganzen verbunden find. Sind fie von einander getrennt (z. B. 2 Winkeleifen mit Schlitz), fo ift für jeden einzelnen das n-fache des auf ihn kommenden Theiles der Gurtungsfpannung und fein kleinftes Trägheitsmoment einzuführen.

Die Gitterftäbe follen mindeftens 30 Grad gegen die Horizontale geneigt fein. Ift alfo die Laftteilung mit Rückficht auf Zerknicken als Knotentheilung zuläffig, und bleiben die Stäbe dabei fteiler als 30 Grad, fo wird nur ein Syftem von Gitterftäben eingefügt (Fig. 573, ausgezogen); kommen dabei aber die Stäbe flacher zu liegen, als 30 Grad, fo hat man noch Knotenpunkte zwifchen die Laftpunkte einzulegen. Liegen dagegen die Laftpunkte bei grofser Trägerhöhe eng, fo reicht häufig ein Stab noch über den nächften Laftpunkt hinaus, und man kommt dann zum mehrfachen Gitterwerke (Fig. 574).

Fig. 573.

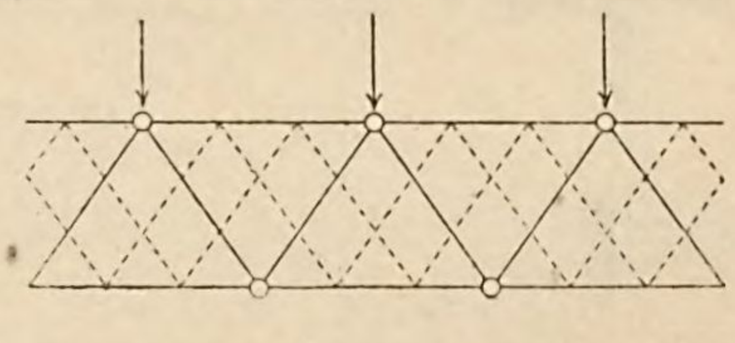
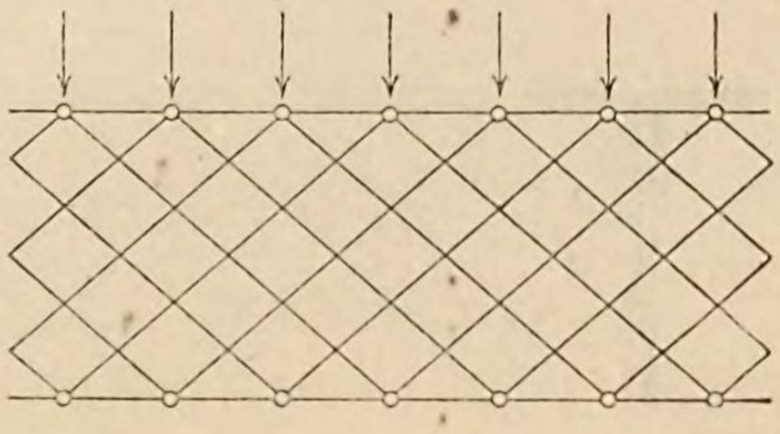


Fig. 574.



Das Gitterwerk ift m-fach, wenn ein Wandglied $\frac{m}{2}$ Knotentheilungen unterfpannt. Sind die Gitterftäbe fchwach ausgebildet (Bandeifen), fo

legt man behufs gegenfeitiger Verfteifung derfelben auch dann mehrfaches Gitterwerk ein, wenn es nicht durch das Verhältnifs der Laftknotenentfernung zur Trägerhöhe bedingt ift (Fig. 573 punktirt).

314. Gurtungen.

Für die analytifche, bezw. graphifche Ermittelung der Spannungen in den Gurtungen und Gitterftäben der Parallelträger ift in Theil I, Band 1 diefes »Handbuches« (Abth. II, Abfchn. 2, Kap. 2, b: Innere Kräfte der Gitterträger, S. 338 bis 359) das Erforderliche zu finden.

Fig. 575. Fig. 576. Fig. 577.

Fig. 578. Fig. 579. Fig. 580.

Der Querfchnitt f der Gurtung ergiebt fich aus dem Angriffsmomente an der unterfuchten Stelle, wenn h die Höhe zwifchen den Gurtungs-Schwerpunkten und s' die zuläffige Spannung bezeichnet, aus den Gleichungen 194. u. 195. (S. 343) des eben genannten Bandes zu

$$f = \frac{M}{s' h} \quad . \quad . \quad 184.$$

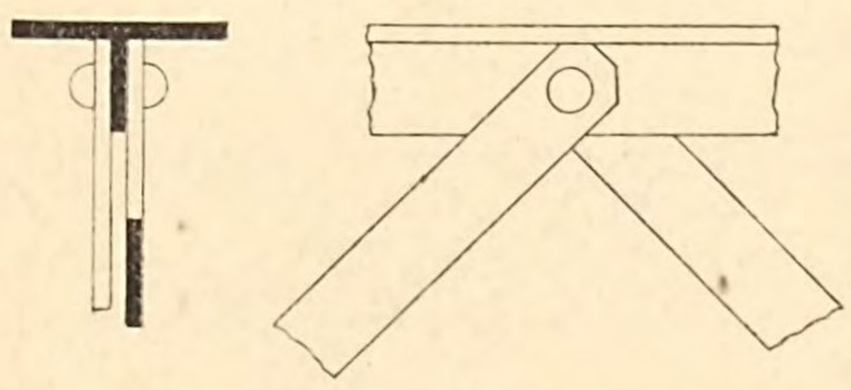
Die Querfchnittsform der Gurtungen ift in der Regel eine der in Fig. 575 bis 580 dargeftellten; die Formen in Fig. 576 u. 577 können mit oder ohne verticalen Mittelfchlitz angeordnet werden. Ift die Gurtung in Fig. 577 mit Schlitz verfehen und kann Näffe den Träger erreichen, fo mufs die untere Gurtung die Geftalt der Fig. 580 erhalten, damit fich das Waffer im Schlitze nicht anfammle.

315. Gitterftäbe.

Das Gitterwerk hat die verticalen Transverfalkräfte (fiehe S. 317 u. ff. im eben genannten Bande) aufzunehmen; hierbei kann angenommen werden, dafs fich die Transverfalkraft gleichmäfsig auf die vom verticalen Schnitte getroffenen Gitterftäbe vertheilt, d. h. es mufs bei m-fachem Gitterwerk die Vertical-Componente der Spannung eines Stabes dem m-ten Theile der Transverfalkraft gleich fein. Hiernach laffen fich die Stabfpannungen leicht berechnen, welche der Berechnung des Anfchluffes an die Gurtungen, fo wie, wenn fie Druck ergeben, der Berechnung der Stäbe auf Zerknicken zu Grunde zu legen find.

Der Querfchnitt der Gitterftäbe ift in der Regel das Rechteck (Flacheifen), für lange gedrückte Stäbe das L-, das C- oder das T-Eifen. Mit den Gurtungen und an allen Kreuzungspunkten unter fich werden die Gitterftäbe durch Nietung verbunden.

Fig. 581.



α) Der Gitterträger (Parallelträger) mit Flacheifen-Netzwerk verlangt in der Regel nur einen Niet im Anfchlufs an die Gurtung

Fig. 582.

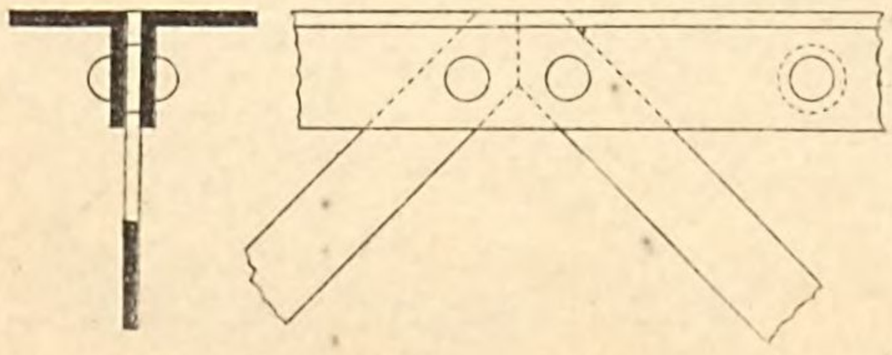
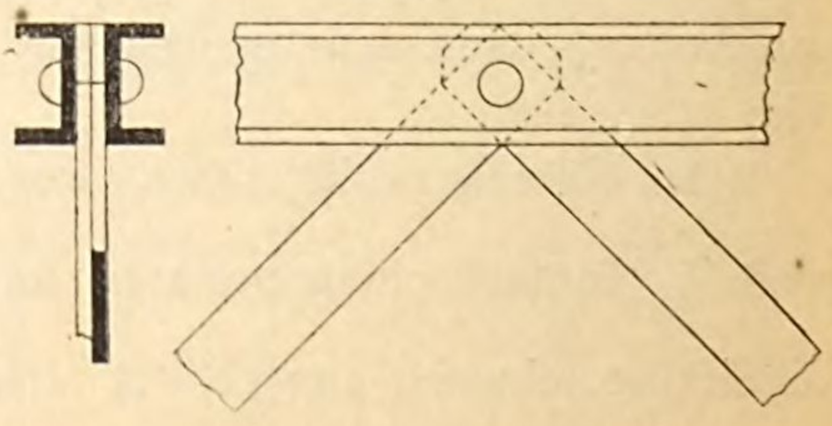


Fig. 583.



und kann mit oder ohne Schlitz in der letzteren conſtruirt ſein. In Fig. 581 bis 584 ſind Beiſpiele von Knotenpunkt-Verbindungen ſolcher Träger dargeſtellt.

In Fig. 582 ſind der enge Schlitz und das Aufgeben des ſtrengen Dreiecksverbandes Mängel. Fig. 584 zeigt die Anordnung einer Verticalverſteifung, welche bei Flacheiſen-Netzwerk gröſserer Träger unter jedem Laſtpunkte, ſo wie über den Auflagern angebracht ſein muſs.

Die Querſchnitts-Dimenſionen ſolcher Gitterſtäbe gehen ſelten über 1 cm Dicke und 6 bis 8 cm Breite hinaus.

β) Der Gitterträger mit ſteifen Stäben aus L- oder [-Eiſen wird bei groſsen Höhen, wo die Gitterſtäbe erheblichen Druckſpannungen ausgeſetzt ſind, dem unter α beſprochenen vorgezogen; jedoch ſtellt man auch hier häufig die Stäbe, die nur Zug erhalten können, aus Flacheiſen her.

Bei gröſseren derartigen Trägern genügt für den Anſchluſs eines Gitterſtabes an die Gurtung ein Niet (Fig. 586) nicht mehr, und es werden daher unter Umſtänden Knotenbleche erforderlich (Fig. 587). Die ein-

Fig. 584.

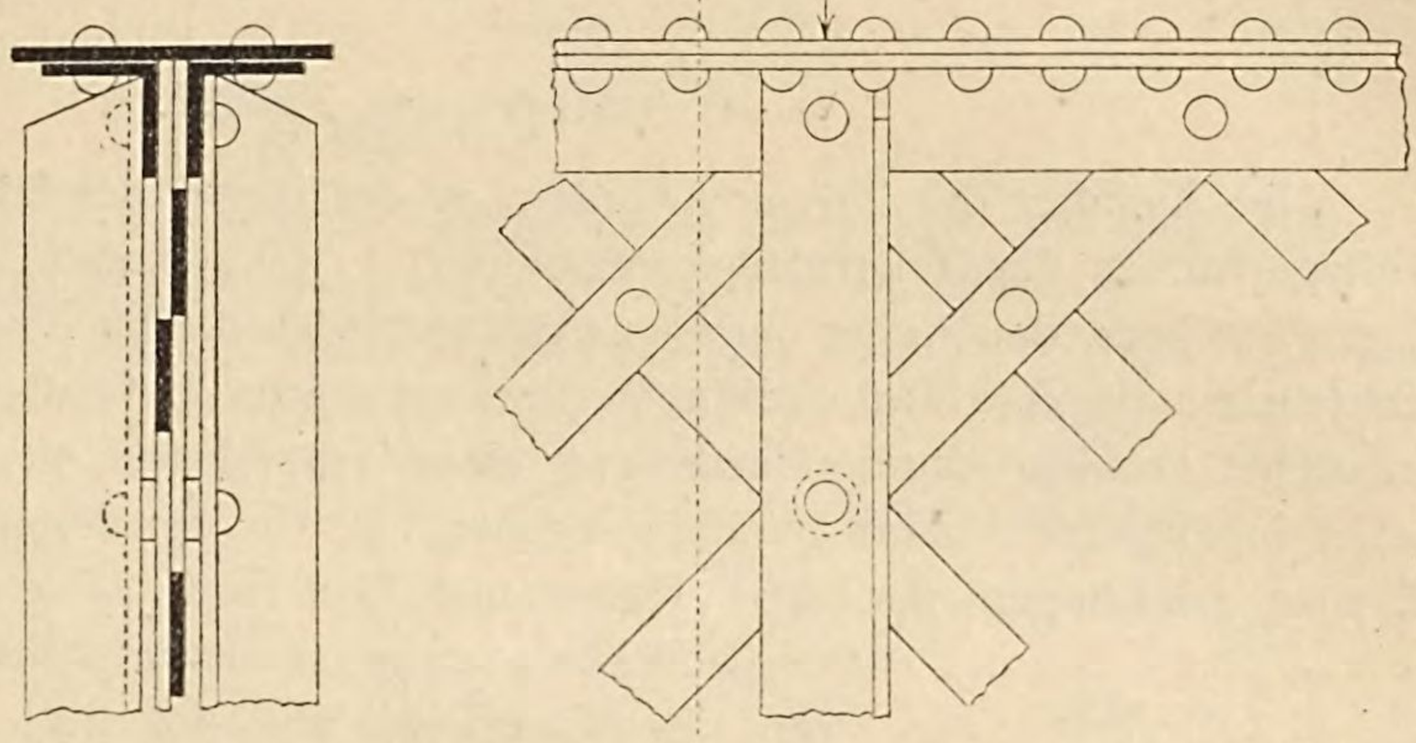


Fig. 585.

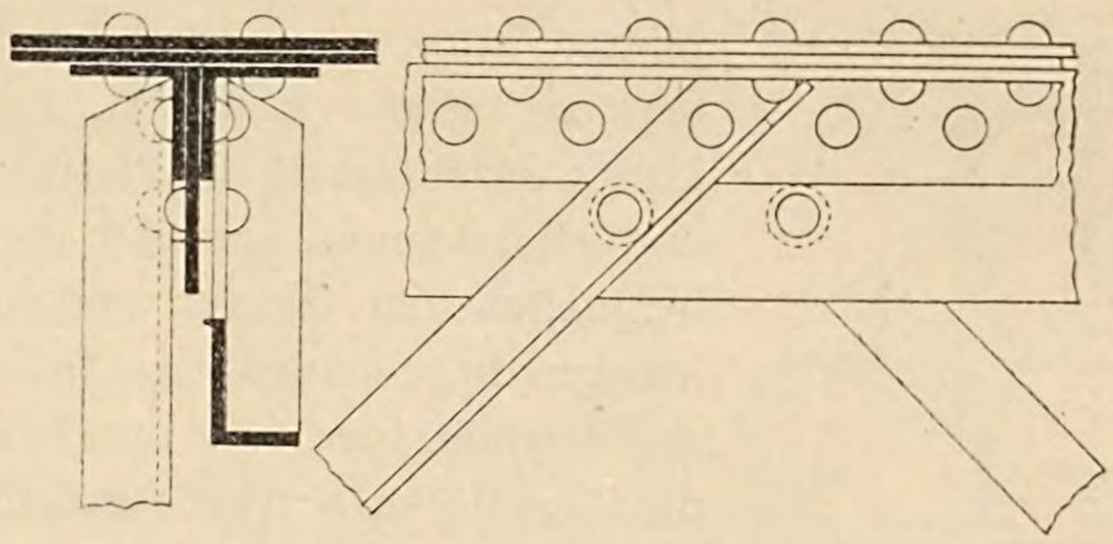


Fig. 586.

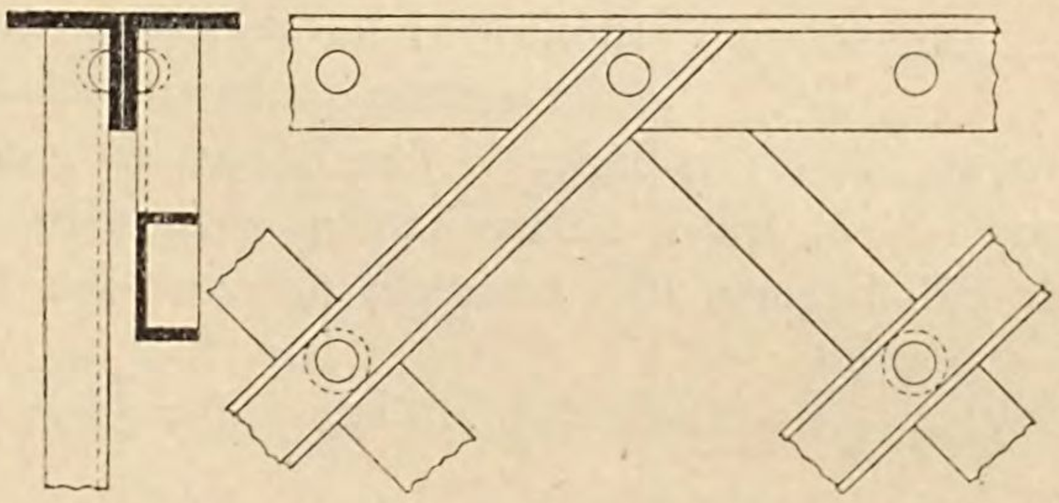
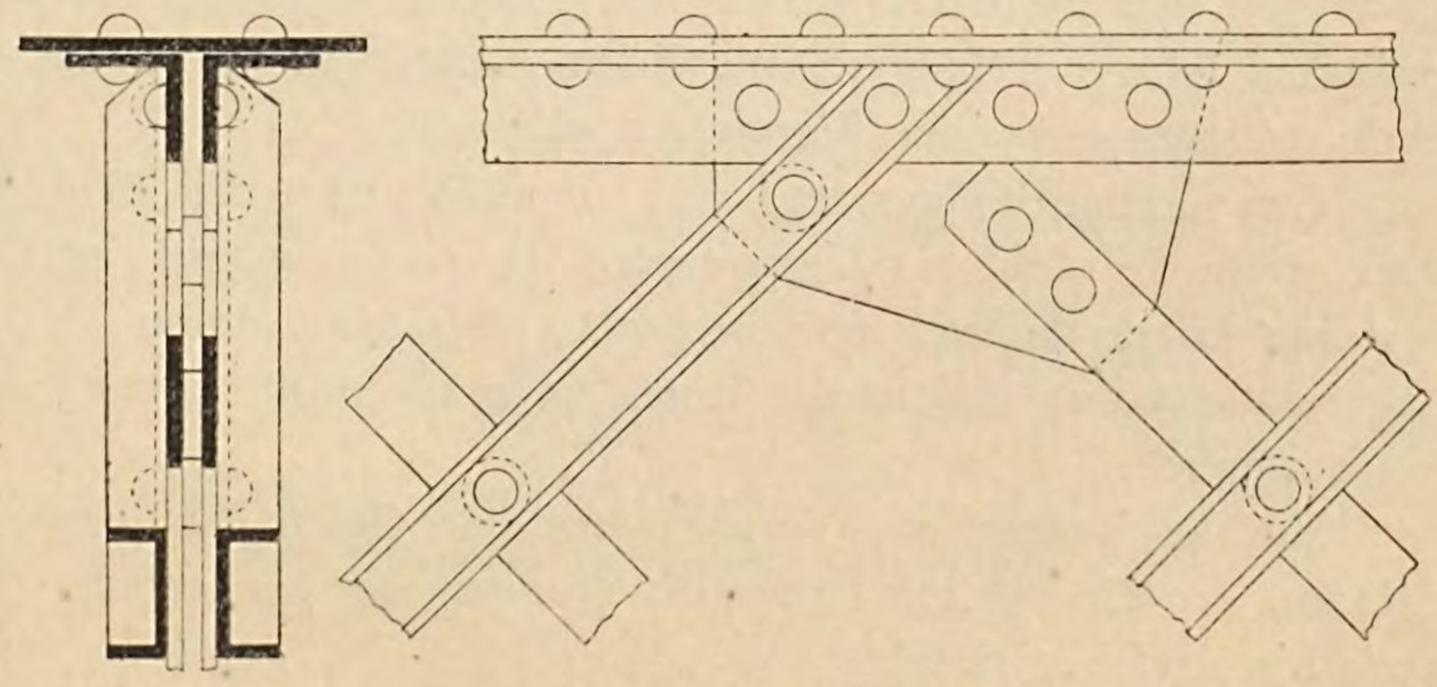


Fig. 587.



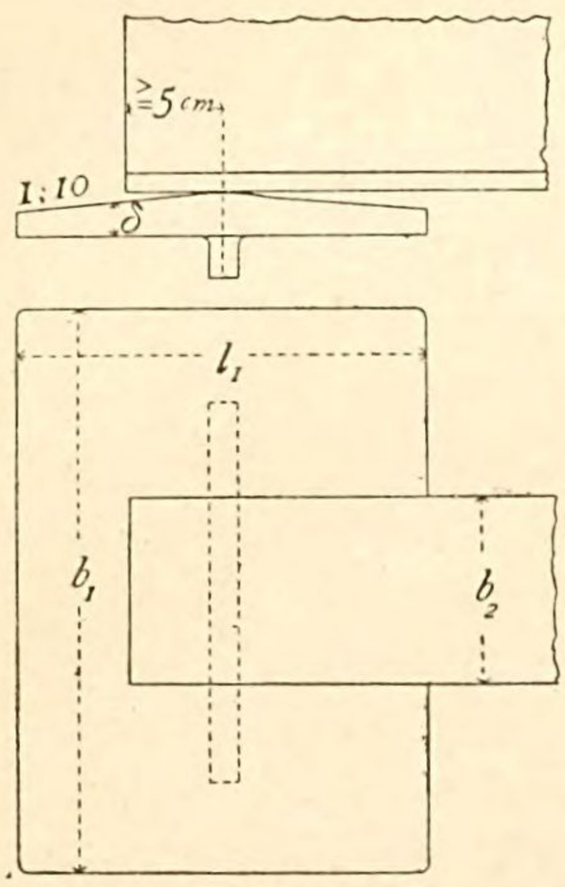
fachſten Formen laſſen ſich aus Fig. 581 bis 584 dadurch ableiten, daſs man die Flacheiſen durch L- oder C-Eiſen erſetzt, dabei aber die etwa vorhandenen Verticalſteifen wegläſſt. Anderweitige Anordnungen zeigen Fig. 585 bis 587.

c) Auflager der Träger.

316. Druckvertheilungsplatten.

Die Auflager der Träger erfordern in der Regel beſondere Vorkehrungen. Die Auflagerflächen der Träger ſind gewöhnlich ſo ſchmal und, um an Trägerlänge zu ſparen, ſo kurz, daſs in der geringen Auflagerfläche der für Mauerwerk zuläſſige Druck überſchritten wird. Das nächſte Verſtärkungsmittel beſteht in der Erhöhung dieſer zuläſſigen Preſſung durch Herſtellung eines Trägerlagers in Klinkern und Cement, beſſer in Hauſtein. Aber auch dies genügt nur in der Minderzahl der Fälle; meiſt iſt man gezwungen, zwiſchen Träger und Mauerwerk eine Druckvertheilungsplatte aus Gufseiſen einzulegen, deren Vorderkante mindeſtens 3 cm von der Mauerkante abſtehen ſoll.

Fig. 588.



Um den Träger nicht zu lang zu erhalten und die Wand nicht zu ſehr zu ſchwächen, macht man dieſe Lagerplatten kurz, aber breit; die Länge l_1 (Fig. 588) verhält ſich zur Breite b_1 wie 1 : 2 bis 3 : 4. In der Mitte der Länge macht man die Plattendicke gröſser, als am Vorder- und Hinterrande, um den Auflagerdruck auch bei Durchbiegungen der Träger annähernd in der Plattenmitte zu halten; der Scheitel der ſo entſtehenden Gegenneigungen des Verhältniſſes von mindeſtens 1 : 10 wird abgerundet; die Randſtärke beträgt mindeſtens 1,5 cm. Iſt s'' die zuläſſige Preſſung für das Mauerwerk (7 kg für Backſteinmauerwerk, 12 kg für Klinker in Cement, 20 kg für weichſten Quader auf 1 qcm), b_2 die Breite des zu unterſtützenden Trägers, A der gröſste Auflagerdruck deſſelben, δ die gemittelte Stärke der Lagerplatte, b_1 deren Breite, l_1 ihre Länge, ſo muſs zunächſt $s'' b_1 l_1 = A$ Kilogr. ſein; daraus ſind b_1 und l_1 zu beſtimmen, wenn man ihr Verhältniſs ſo annimmt, wie es für den Fall bequem iſt. δ ergiebt ſich aus den Formeln (worin A in Kilogr.)

$$\delta = \left(0{,}05 \sqrt{A \frac{l_1}{b_1}} - 0{,}025\, l_1\right) \text{Centim. u. } \delta = \left(0{,}05 \sqrt{A \frac{b_1 - b_2}{l_1}}\right) \text{ Centim.; } \quad . \quad 185.$$

der gröſsere dieſer beiden Werthe iſt auszuführen.

317. Lagerung.

Bei Aufſtellung des Trägers wird die Platte auf kleinen Eiſenkeilen mindeſtens 1,5 cm hohl gelegt und ſorgfältig mit Cement vergoſſen, ſo daſs ſie voll aufruht. Sie greift bei ſchweren Trägern mit einem Anſatze in ein in das Mauerwerk geſtemmtes Loch, welches ſich beim Vergieſsen mit füllt.

Ganz kleine Träger legt man ohne Weiteres auf dieſe Platten. Bei gröſseren wird, wenn ſie nicht zur Verankerung der Aufsenwände des Gebäudes dienen ſollen, das eine Lager dadurch feſt gemacht, daſs man durch die untere Gurtung in die Lagerplatte bohrt und in das Loch einen Eiſenſtift ſchlägt; das andere Lager bleibt frei beweglich.

Eiſerne Träger zur Verankerung der Gebäudemauern zu benutzen, iſt nicht rathſam, da die ſtarken Längenänderungen bei wechſelnder Temperatur das Mauerwerk hin und her rütteln.

Für ſehr ſchwere Träger kommen die Lagerformen kleiner Brückenträger in Anwendung; da jedoch die Fälle, in welchen die Platten nach Fig. 588 nicht ausreichen, höchſt ſelten ſind, ſo kann von deren Beſprechung hier abgeſehen werden. (Vergl. das Beiſpiel in Art. 319, ſo wie Fig. 601 u. 602.)

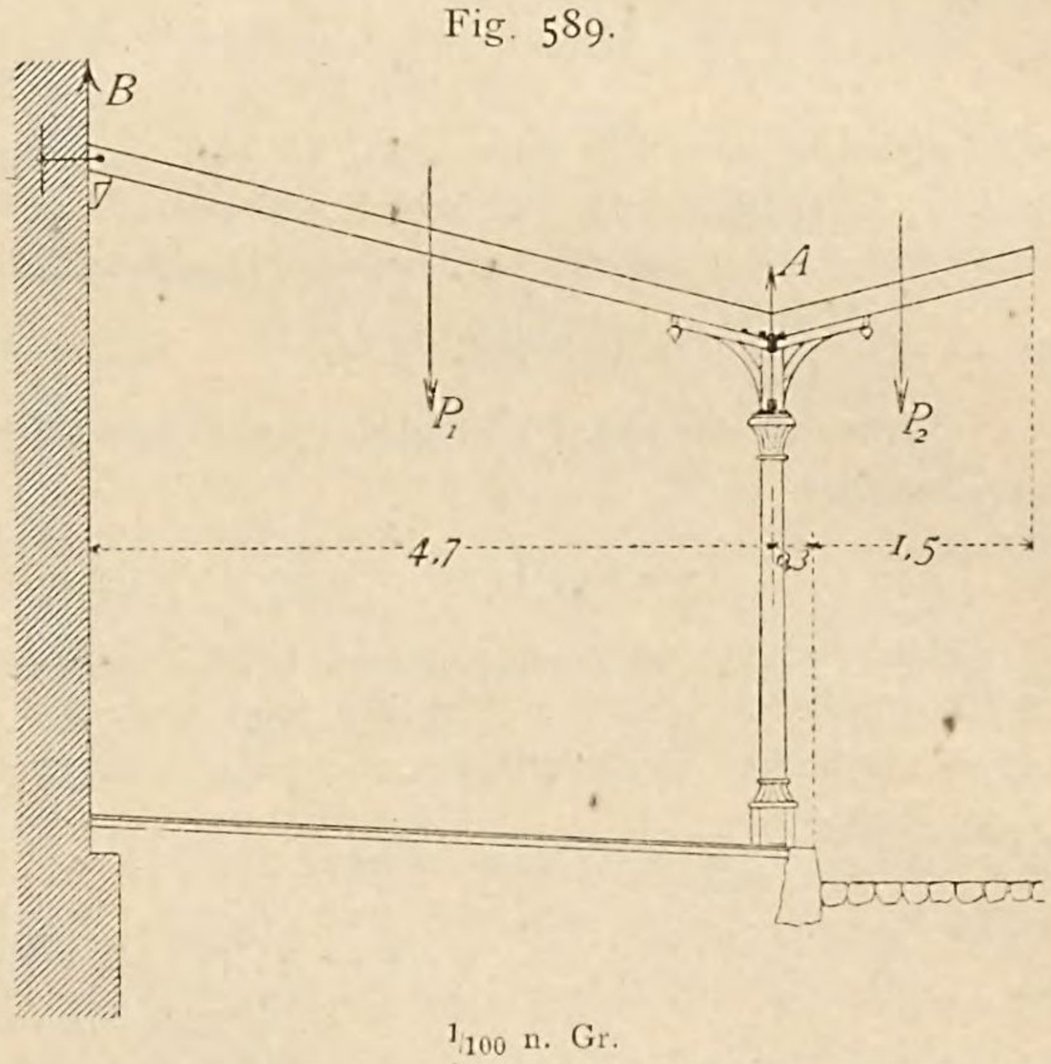
d) Beiſpiele.

Die Anwendung der im Vorſtehenden entwickelten Grundſätze und aufgeſtellten Gleichungen ſoll nachſtehend durch zwei Beiſpiele erläutert werden.

318. Vordach mit Gitterträgern.

Beiſpiel 1. Vor einem öffentlichen Gebäude ſoll der Fufsſteig ſo überdacht werden, dafs die vor dem Bordſteine haltenden Wagen vor dem Regen geſchützt erreicht werden können. Die allgemeine Anordnung zeigt Fig. 589; die Säulen ſtehen je vor der zweiten Gebäudeaxe in Theilungen von $9{,}0$ m; zwiſchen je 2 Säulen kommen in die Drittel-Theilpunkte 2 Pfettenträger aus gekrümmten I-Eiſen zu liegen, welche gegen die Säulen durch thunlichſt leichte Gitterträger abzufangen ſind. Gleiche Pfettenträger liegen gerade über den Säulen (Fig. 594).

Fig. 589.



1/100 n. Gr.

Die Eindeckung mit Glas wiegt für 1 qm Grundfläche 50 kg; die Eiſentheile wiegen 20 kg; Schnee laſtet auf 1 qm Grundfläche mit 75 kg, und der verticale Winddruck beträgt 55 kg; die Laſtſumme für 1 qm iſt hiernach 200 kg.

α) Berechnung des Pfettenträgers. Ein ſolcher unterſtützt $3{,}0$ m Länge des Daches. Es iſt alſo (Fig. 589)

$$P_2 = 3 \cdot 1{,}8 \cdot 200 = 1080 \text{ kg}$$

für volle Laſt, und das Maximal-Moment über dem Längsträger $1080 \frac{180}{2} = 97\,200$ cmkg.

Das Maximal-Moment zwiſchen Wand und Träger tritt ein, wenn der überkragende Theil unbelaſtet iſt. Es iſt dann

$$P_2 = 3 \cdot 1{,}8 (50 + 20) = 378 \text{ kg},$$

und

$$P_1 = 4{,}7 \cdot 3 \cdot 200 = 2820 \text{ kg};$$

folglich der Auflagerdruck $B = \frac{2820 \cdot 470}{2 \cdot 470} - \frac{378 \cdot 180}{2 \cdot 470} = 1338$ kg. Im Abſtande x von der Wand iſt das Moment

$$M_x = 1338\, x - \frac{3 \cdot 0{,}01 \cdot 200\, x^2}{2};$$

die Abſciſſe des Maximal-Momentes folgt alſo aus $0 = 1338 - 3 \cdot 0{,}01 \cdot 200\, x$ mit $x = 223$ cm, und das Maximal-Moment iſt

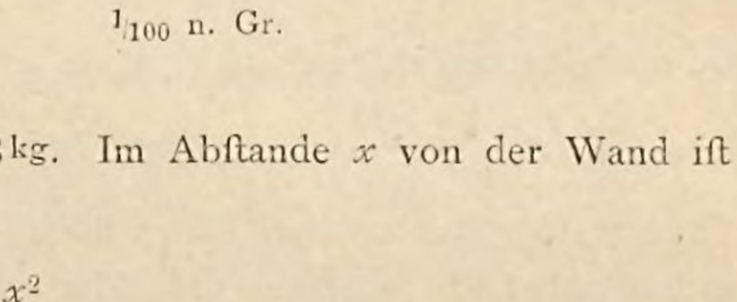
$$M_{max} = 1338 \cdot 223 - \frac{3 \cdot 0{,}01 \cdot 200 \cdot 223^2}{2} = 149\,187 \text{ cmkg}.$$

Nach letzterem Momente iſt der Pfettenträger zu bemeſſen; ſeine zu grofse Stärke über dem Längsträger iſt erwünſcht, weil er hier durch das Biegen geſchwächt wird. Bei 1000 kg Beanſpruchung für 1 qcm mufs das Widerſtandsmoment $\frac{149187}{1000} = \backsim 150$ ſein; es iſt alſo Normalprofil Nr. 18 [114]) zu wählen.

β) Berechnung des Gitterträgers. Die Laſt, welche von einem Pfettenträger übertragen wird, iſt bei ganz voller Belaſtung nach Fig. 589

$$A = \frac{3 \cdot 1{,}8 \cdot 200 \left(470 + \frac{180}{2}\right) + 3 \cdot 4{,}7 \cdot 200 \cdot \frac{470}{2}}{470} = 2700 \text{ kg}.$$

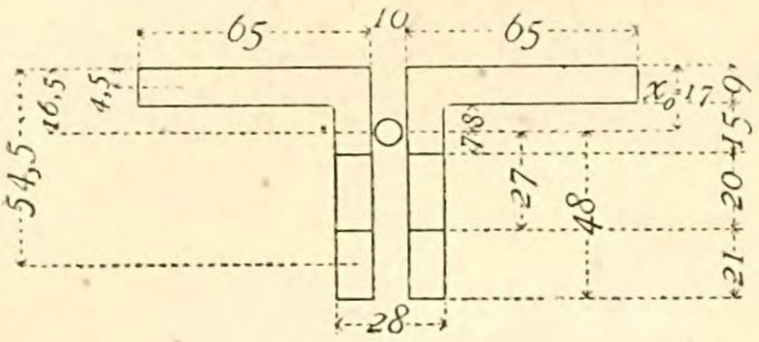
Fig. 590.



Aus dem in Fig. 590 dargeſtellten Laſtzuſtande ergiebt ſich ein zwiſchen den beiden mittleren Pfettenträgern conſtantes Maximal-

114) Siehe die Tabelle in Theil I, Bd. 1 dieſes »Handbuches«, S. 198.

Fig. 591.



Biegungsmoment von $2700 \cdot 300 = 810000$ cmkg. Aeufserer Verhältniffe halber mag die Trägerhöhe auf ungefähr 50 cm feft gefetzt werden; die Schwerpunkte der aus je 2 Winkeleifen zu bildenden Gurtungen werden dann rund 44 cm von einander liegen, und bei 1000 kg Beanfpruchung ift nach der obigen Gleichung 184. der Gurtungsquerfchnitt $f = \frac{M}{s' h} = \frac{810000}{1000 \cdot 44} = \backsim 18$ qcm. Für jedes der zwei Winkeleifen kommen bei 2 cm Nietdurchmeffer und rund 1 cm Schenkeldicke 2 qcm in Abzug (Fig. 591); jeder Winkel mufs alfo $\frac{18}{2} + 2 = 11$ qcm Netto-Querfchnitt haben, und es wird daher das Winkeleifen Nr. $6\frac{1}{2}$ mit 9 mm Schenkeldicke [115]) und $f = 10{,}89$ qcm gewählt.

Die Niete in diefem Winkeleifen find behufs freier Ausbildung der Köpfe nach Fig. 591 anzuordnen, und es ergiebt fich demnach der Abftand des Gurtungs-Schwerpunktes von der Aufsenkante nach Fig. 591 mit

$$x_0 = \frac{2 \cdot 65 \cdot 9 \cdot 4{,}5 + 2 \cdot 15 \cdot 9 \cdot 16{,}5 + 2 \cdot 21 \cdot 9 \cdot 54{,}5}{2 \cdot 65 \cdot 9 + 2 \cdot 15 \cdot 9 + 2 \cdot 21 \cdot 9} = 16{,}8 = \backsim 17 \text{ mm}.$$

Die Trägerhöhe mufs alfo genauer auf $44 + 2 \cdot 1{,}7 = 47{,}4$ cm oder rund 48 cm bemeffen werden.

γ) Unterfuchung der oberen Gurtung auf Zerknicken. Die auf die Gurtung wirkende Druckkraft D folgt aus der Divifion des Schwerpunkt-Abftandes $48 - 2 \cdot 1{,}7 = 44{,}6$ cm in das Moment mit $D = \frac{810000}{44{,}6} = 18164$ kg.

Weiter ift das kleinfte Trägheitsmoment der Gurtung in Bezug auf die horizontale Schwerpunktsaxe (Fig. 591)

$$\mathfrak{J}_{min} = 2\left(6{,}5\ \frac{1{,}7^3 - 0{,}8^3}{3} + 0{,}9\ \frac{0{,}8^3 + 0{,}7^3 + 4{,}8^3 - 2{,}7^3}{3}\right) = 74.$$

Die Theilung der Knoten, welche mit Rückficht auf Zerknicken nach der horizontalen Schwerpunktsaxe bei 5-facher Sicherheit zuläffig ift, folgt nach Art. 335 (S. 298) in Theil I, Band 1 diefes »Handbuches« für die freie Gurtungslänge zwifchen den Pfettenträger-Knoten. Nach Gleichung 107. (ebendaf.) mufs $5P = \frac{E \mathfrak{J} \pi^2}{l^2} (2n+1)^2$ fein, woraus $2n + 1 = \sqrt{\frac{5 P l^2}{E \mathfrak{J} \pi^2}}$ oder

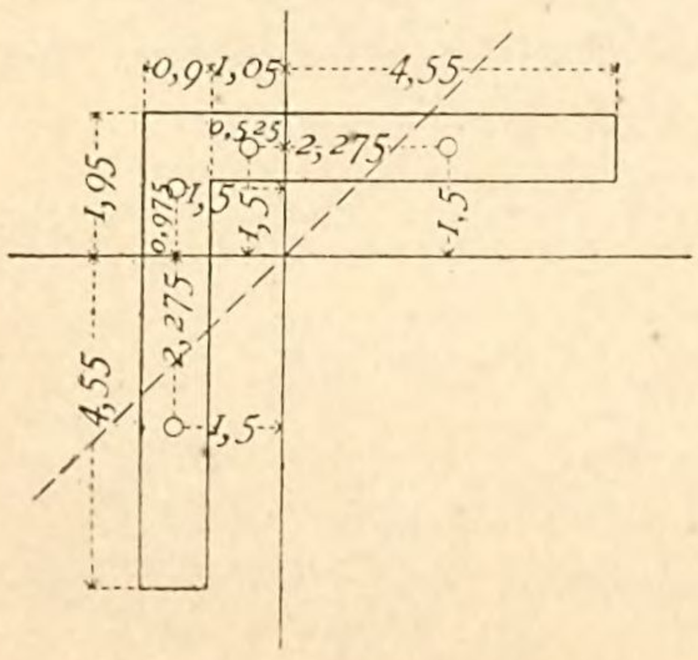
$$2n + 1 = \sqrt{\frac{5 \cdot 18164 \cdot 300^2}{2000000 \cdot 74 \cdot \pi^2}} = 2{,}366 \quad \text{und} \quad n = 0{,}683.$$

Da n nur ganze Zahlen darftellt, ift $n = 1$ zu machen, und dafür wird nach Gleichung 108. oder 110. (ebendaf.) $\lambda = \frac{2l}{3} = \frac{2 \cdot 300}{3} = 200$ cm. λ ift aber als volle Wellenlänge gleich zwei Knotentheilungen; die Theilung der Knoten darf daher höchftens 100 cm betragen. Da die Stäbe jedoch thunlichft unter 45 Grad anzuordnen find, da ferner die Höhe von Schenkelmitte zu Schenkelmitte der Gurtungswinkel

$$48 - 2 \cdot 0{,}9 - 2\ \frac{6{,}5 - 0{,}9}{2} = 41{,}6 \text{ cm}$$

beträgt, fo wird die Länge zwifchen den Pfettenträgern in 6 Felder getheilt und die Knotentheilung fomit = 50 cm gemacht.

Fig. 592.



Weiter ift zu unterfuchen, wie oft innerhalb eines Feldes die beiden Winkeleifen der gedrückten Gurtung durch Stehniete zu verbinden find, damit die Winkel nicht innerhalb eines Feldes einzeln unter dem Drucke $\frac{D}{2} = \frac{18164}{2} = 9082$ kg ausknicken. Das einzelne Winkeleifen weicht winkelrecht zur Axe des kleinften Trägheitsmomentes aus, welche in Fig. 592 punktirt ift. Der Schwerpunkt liegt von den Schenkel-Aufsenkanten um

$$\frac{0{,}9 \cdot 5{,}6 \cdot \frac{0{,}9}{2} + 6{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot \frac{6{,}5}{2}}{0{,}9\,(6{,}5 + 5{,}6)} = 1{,}95 \text{ cm}$$

entfernt, und das Trägheitsmoment für die zum Schenkel parallele Schwerpunktsaxe be-

115) Siehe ebendaf., S. 195.

trägt [116]) 42,44. Nietabzug ift hier nicht zu machen, weil innerhalb der Theilung der Verbindungsniete keine Niete vorkommen.

Das kleinfte Trägheitsmoment für die punktirte Axe folgt [117]) aus $\mathcal{J}y_I$ für $\mathcal{J} = \mathcal{J}_1 = 42{,}44$ und $\alpha = 45$ Grad; das Centrifugal-Moment H für die ausgezogenen Axen (Fig. 592) ift

$$H = +4{,}55 \cdot 0{,}9 \cdot 2{,}275 \cdot 1{,}5 - 1{,}05 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}525 \cdot 1{,}5 - 1{,}95 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}975 \cdot 1{,}5 + 4{,}55 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}5 \cdot 2{,}275 = 24{,}64.$$

Es ift $\mathcal{J}y_I = \mathcal{J}\cos^2\alpha + \mathcal{J}_1 \sin^2\alpha - H \sin 2\alpha$, fonach

$$\mathcal{J}y_1 = 42{,}44 \left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right)^2 + 42{,}44 \left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right)^2 - 24{,}64 \cdot 1 = 17{,}8\,,$$

fomit bei 5-facher Sicherheit [118]) $5 \cdot 9082 = \dfrac{2000000 \cdot 17{,}8 \cdot \pi^2}{l^2}(2n+1)^2$, worin für l nur die Feldlänge zu fetzen ift. Es wird $2n + 1 = \sqrt{\dfrac{5 \cdot 9082 \cdot 50^2}{2000000 \cdot 17{,}8 \cdot \pi^2}}$ und $n = -0{,}216$. Es ift alfo $n = 0$ zu fetzen, fomit [119]) $\lambda = 2l$, und es ift Nietung zwifchen den Knoten nach Fig. 128 (S. 298) in Theil I, Band 1 diefes »Handbuches« nicht erforderlich.

Schliefslich ift zu unterfuchen, ob die ganze Gurtung zwifchen den Pfettenträger-Knoten gegen feitliches Ausweichen ficher ift. Das Trägheitsmoment für die verticale Schwerpunktsaxe beträgt nach Fig. 591

$$\mathcal{J}_{max} = 0{,}9 \frac{14^3 - 1^3}{12} + (1{,}5 + 2{,}1) \frac{2{,}8^3 - 1^3}{12} = 212\,;$$

die Gurtung kann zwifchen den fteifen Pfettenträger-Knoten als an beiden Enden eingefpannt angefehen werden; die zuläffige freie Länge l folgt bei 5-facher Sicherheit demnach [120]) aus

$$5D = \frac{4\pi^2 E \mathcal{J}}{l^2} \quad \text{oder} \quad 5 \cdot 18164 = \frac{4\pi^2 \cdot 2000000 \cdot 212}{l^2}$$

mit $l = 429{,}3$ cm. Der Träger ift fomit auch in diefer Hinficht genügend ftark.

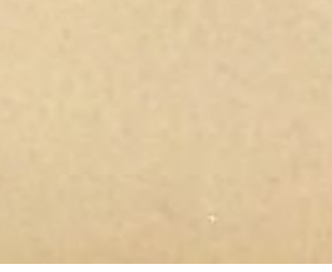
δ) Berechnung der Gitterftäbe. Im Gitterträger ift die gröfste Transverfalkraft in den beiden Endfeldern conftant = 2700 kg und im Mittelfelde gleich Null; fie vertheilt fich auf je 2 Gitterftäbe, von denen die vom Auflager nach der Mitte fteigenden gedrückt, die anderen gezogen werden. Die theoretifche Länge des normalen Gliedes ift $= \sqrt{41{,}6^2 + 50^2} = \sim 65{,}1$ cm. Für einen Gitterftab folgt die Spannung P demnach aus der Proportion $P : \dfrac{2700}{2} = 65{,}1 : 41{,}6$ mit $P = 2110$ kg.

Werden die gezogenen Stäbe aus Bandeifen von 6×1 cm gebildet und mit einem Niet von 2 cm Durchmeffer im Schlitze der Gurtungen befeftigt, fo ift die Spannung im Bande $\dfrac{2110}{(6-2)\,1} = 528$ kg. Die Anfchlufsniete find zweifchnittig, und es ift nach Gleichung 85. (S. 142) $d > \delta$, folglich die Zahl der Anfchlufsniete (bei $s'' = 1100$ kg für 1 qcm) $n = \dfrac{2110}{2 \cdot 1 \cdot 1100} = 0{,}96$; ein Niet genügt alfo.

Die gedrückten Stäbe follen aus zwei derartigen Bandeifen hergeftellt werden, welche feitlich an den Winkeleifen der Gurtungen mit demfelben Niete, wie die gezogenen Stäbe, zu befeftigen find. Eine Ueberbeanfpruchung der fo verlängerten Niete entfteht nicht, weil man die äufseren Schafttheile als befondere Niete auffaffen kann, und die gröfste Beanfpruchung aus den gezogenen Stäben in der Lochwandung des Bandes, nicht der Gurtung liegt. Diefe doppelten Druckftäbe find auf Zerknicken für die freie Länge von 65,1 cm zu berechnen; fie werden durch Stehniete abgefteift. Das kleinfte Trägheitsmoment des Querfchnittes ift nach Fig. 593 annähernd $= 2\dfrac{b}{2} 2\delta \left(\dfrac{h}{2}\right)^2$; alfo ergiebt fich der Steifigkeits-Coefficient c [121]) aus:

$$2\frac{b}{2} 2\delta \left(\frac{h}{2}\right)^2 = c \cdot 4 \frac{b}{2} \delta h^2 \quad \text{mit} \quad c = \frac{1}{4}.$$

Fig. 593.

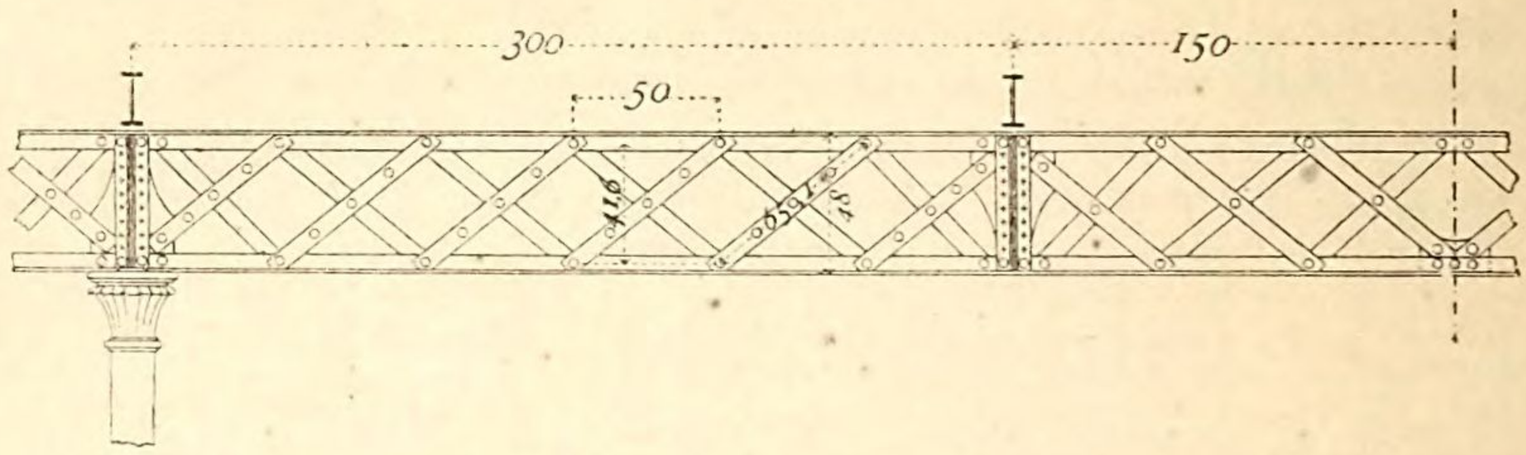


Es ift nun [122]) $P = \dfrac{E \mathcal{J} \pi^2}{l^2}$ oder bei 5-facher Sicherheit [123]) $P = \dfrac{E \pi^2 c F h^2}{5 l^2}$; es ergiebt fich fomit das erforderliche h zu

---

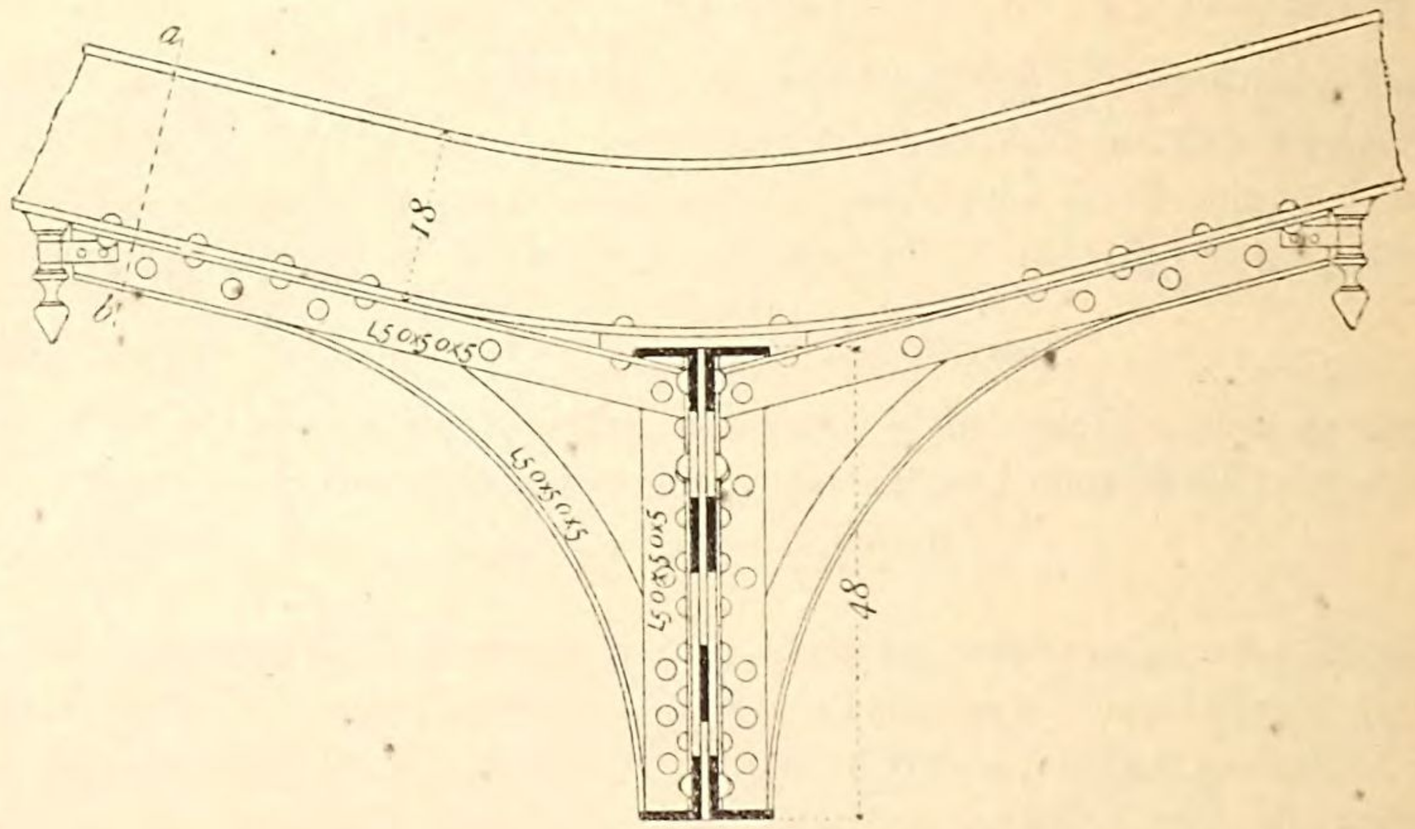
116) Nach S. 195 ebendaf.
117) Nach Gleichung 45. (S. 269) ebendaf.
118) Nach Gleichung 107. (S. 298) ebendaf.
119) Nach Gleichung 109. (S. 299) ebendaf.
120) Nach S. 302, Fall 3 ebendaf.
121) Nach Gleichung 130. (S. 303) ebendaf.
122) Nach Gleichung 109. (S. 299) ebendaf.
123) Mit Rückficht auf Gleichung 130. (S. 303) ebendaf.

Fig. 594.



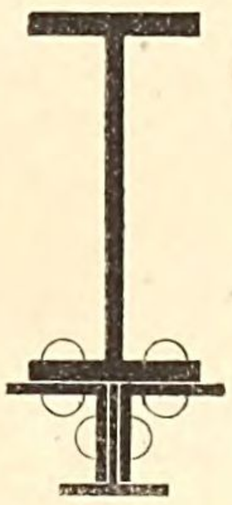
1/50 n. Gr.

Fig. 596.



1/15 n. Gr.

Fig. 595.



Schnitt *a b* in Fig. 596.

1/7,5 n. Gr.

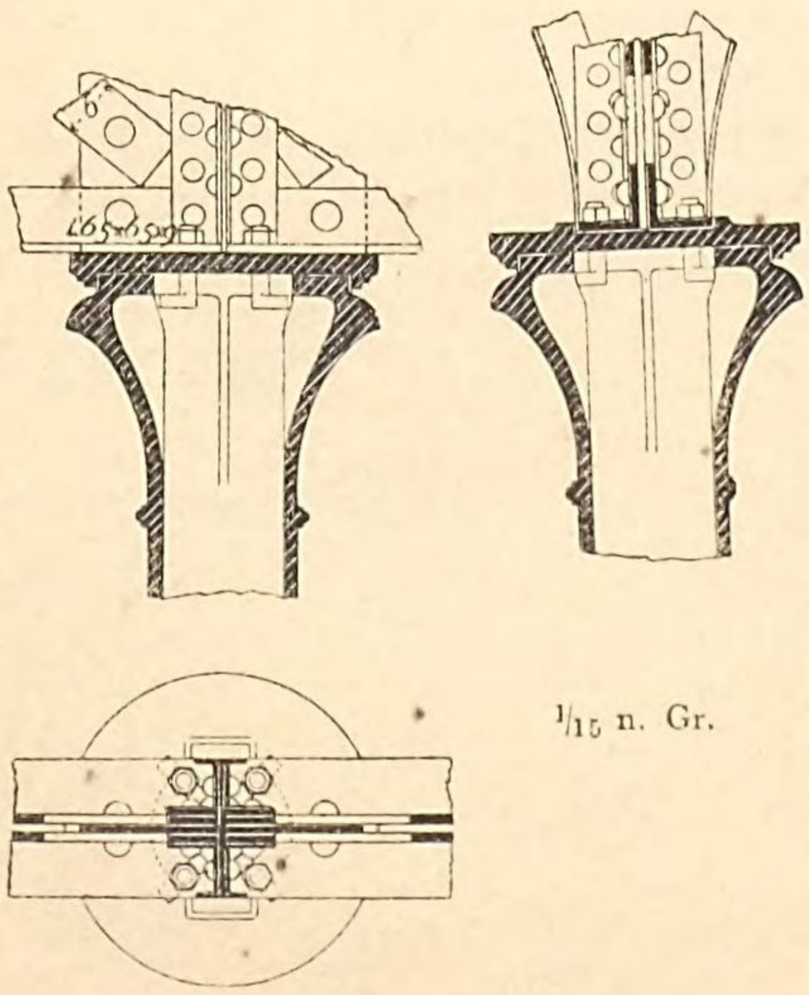
$$h = \sqrt{\frac{5\,P\,l^2}{\pi^2\,E\,c\,F}} = \sqrt{\frac{5 \cdot 2110 \cdot 65{,}1^2}{\pi^2 \cdot 2000000 \cdot \frac{1}{4} \cdot 4 \cdot 2 \cdot 1}} = 1{,}065 \text{ cm}.$$

Thatfächlich liegen die Mitten der feitlich auf die Gurtungen genieteten Stäbe um $2 \cdot 0{,}5 + 2 \cdot 0{,}9 + 1 = h = 3{,}8$ cm von einander; der Querfchnitt ift folglich reichlich ftark.

Es bleibt nur noch zu unterfuchen, in welcher Theilung Stehniete in die Doppelbänder einzuziehen find.

Das Trägheitsmoment einer Stabhälfte ift $\mathcal{J}_{min} = \frac{6 \cdot 1^3}{12} = 0{,}5$, alfo [124]) bei 5-facher Sicherheit:

Fig. 597.



1/15 n. Gr.

$$2n + 1 = \sqrt{\frac{5\,P\,l^2}{\pi^2\,E\,\mathcal{J}}} = \sqrt{\frac{5 \cdot \frac{2110}{2} \cdot 65{,}1^2}{\pi^2 \cdot 2000000 \cdot 0{,}5}} = 1{,}505$$

und $n = 1$.

Somit müfften [125]) 2 Stehniete in die Drittel-Theilpunkte gefetzt werden; da aber jedenfalls ein folcher in die Ueberkreuzung der Stäbe kommt, fo find noch zwei in die Mitten der Hälften jedes Stabes nach Fig. 594 zu fetzen. Im Mittelfelde, wo die Transverfalkraft nur bei fchiefer Laft in geringem Mafse auftritt, können diefe Niete fehlen.

Unter den Pfettenträgern und über den Säulen erhält der Träger (Fig. 594) jedesmal zur Vertheilung der Laft nach oben und unten eine kräftige Verticalfteife aus Blechwand und 4 Winkeleifen von $50 \times 50 \times 5$ cm. Ueber den Säulen find die Träger von einander ifolirt; die einzige Verbindung befteht in der Vernietung oder Verfchraubung der

124) Nach Gleichung 107. (S. 298) ebendaf.

125) Nach Gleichung 110. (S. 299) und Fig. 129 ebendaf.

abſtehenden Schenkel der zur Abſteifung dienenden Winkeleiſen, und dieſe iſt nachgiebig genug, um die höchſtens 3 mm betragende Längenänderung unter Temperaturwechſeln zuzulaſſen. In den Knotenpunkten des Pfettenträgers ſchlieſsen die doppelten Stäbe an die Knotenbleche an, müſſen alſo von 3,8 cm auf 1 cm Zwiſchenraum zuſammengezogen werden.

Uebrigens iſt in Fig. 594 und in Fig. 595 bis 597 dargeſtellt, wie die Pfettenträger durch Conſolen gegen den Gitterträger abgeſteift werden, und wie letzterer auf den Säulen zu lagern und zu befeſtigen iſt.

319. Netzwerkträger als Unterzug.

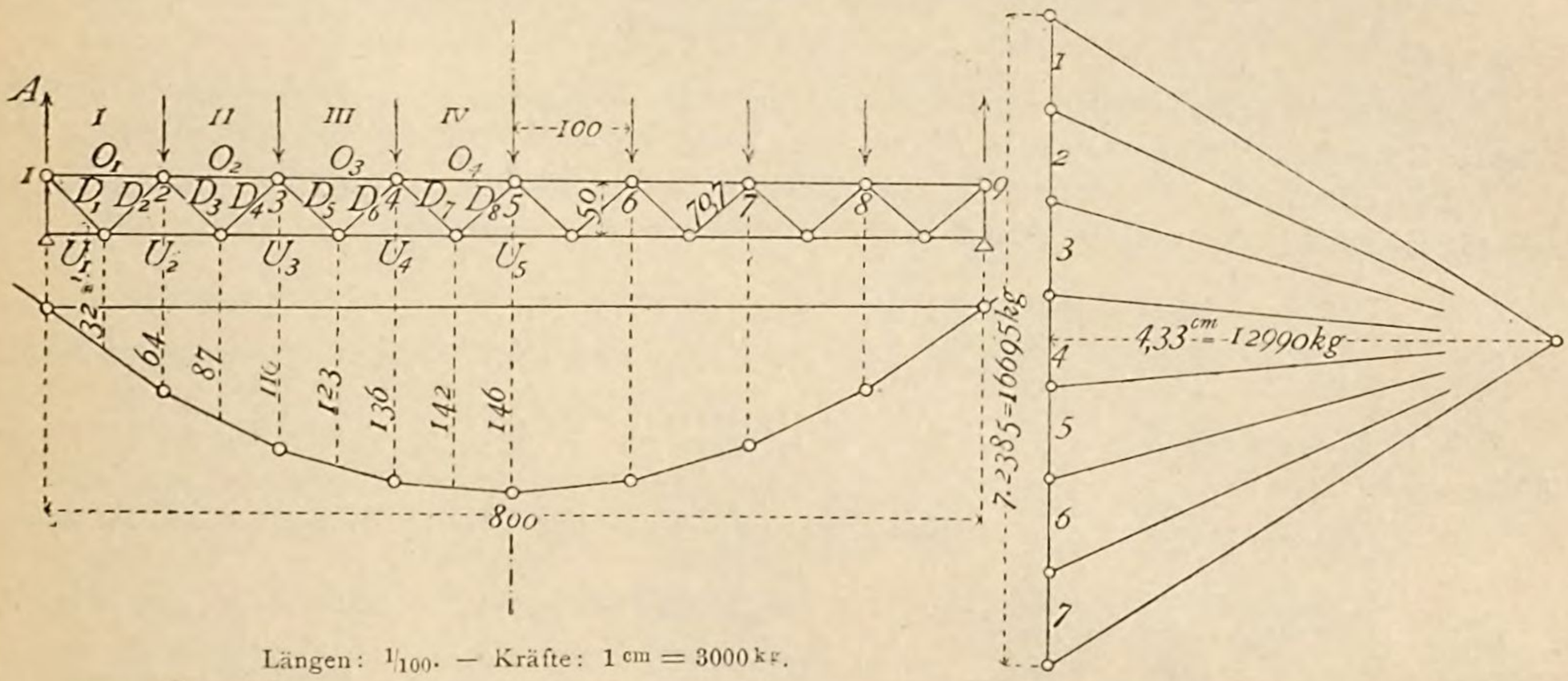
Beiſpiel 2. Im oberen Geſchoſſe eines lang geſtreckten Gebäudes ſoll ein Tanzſaal eingerichtet werden. Die Tiefe beträgt nahezu 8 m, ſo daſs der Tiefe nach keine Balken gelegt werden können; ſie ſollen vielmehr in 1,0 m Theilung der Länge nach liegen und in der 4,5 m betragenden Axentheilung des Gebäudes durch eiſerne Netzwerkträger unterſtützt werden.

Das Quadr.-Meter der Decke mit halbem Windelboden wiegt[126]) 280 kg und wird mit 250 kg belaſtet[126]). Das laufende Centimeter eines Balkens trägt ſonach $1 \cdot 0{,}01 \ (280 + 250) = 5{,}3$ kg; das Maximal-Moment zwiſchen zwei Unterzügen iſt $\frac{5{,}3 \cdot 450^2}{8} = \frac{80\, b\, h^2}{6}$; folglich muſs bei 80 kg Beanſpruchung und einer Balkenbreite $b = 18$ cm die Balkenhöhe $h = 23{,}5$ cm ſein.

Die ganze Belaſtung auf einem Knotenpunkte des Unterzuges beträgt:

an Eigengewicht $1 \cdot 4{,}5 \cdot 280 = 1260$ kg,
» mobiler Laſt $1 \cdot 4{,}5 \cdot 250 = 1125$ »
zuſammen 2385 kg.

Fig. 598.



Längen: 1/100. — Kräfte: 1 cm = 3000 kg.

α) Gurtungen. Die Momente, welche für volle Belaſtung am gröſsten werden, ſind in Fig. 598[127]) ermittelt. Es wird angenommen, daſs die Gurtungs-Schwerlinie in der Niettheilungslinie liegt; da ſie thatſächlich etwas auſserhalb liegen wird, ſo ergiebt die Rechnung etwas zu ſichere Reſultate. Die Niettheilungslinien werden um die theoretiſche Trägerhöhe $= 50$ cm von einander entfernt gelegt, ſo daſs die beiden Stäbe jedes Feldes unter 45 Grad zu ſtehen kommen.

Die vom Eigengewicht herrührenden Spannungen verhalten ſich zu den Geſammtſpannungen, wie $\frac{280}{530}$. Die Spannungen in den Gurtungen erhält man durch Diviſion des Momentes durch die Trägerhöhe; es ergeben ſich hiernach die in der folgenden Tabelle zuſammengeſtellten Stabſpannungen in der unteren, bezw. oberen Gurtung.

Bei dieſen ſtark verſchiedenen Spannungen empfiehlt ſich eine Variation des Querſchnittes in den verſchiedenen Feldern, d. h. man verſtärkt die am Auflager mit je 2 Winkeleiſen beginnenden Gurtungen gegen die Mitte zu nach Bedarf durch aufgenietete Platten. Der Schlitz zwiſchen den Winkeleiſen wird behufs Aufnahme ſtarker Knotenbleche 1,5 cm weit angenommen; alle Theile werden mit Nieten von 2 cm Durchmeſſer verbunden.

---

126) Siehe in Theil I, Bd. 1 dieſes »Handbuches« die Tabellen auf S. 318.
127) Nach Art. 361 (S. 324) ebendaſ.

		Spannungen durch:		
		die Gefammtbelaftung.	das Eigengewicht.	die mobile Belaftung.
Untere Gurtung.	$U_5 =$	$+\frac{12\,990 \cdot 146}{50} = +37\,900$	$37\,900 \frac{280}{530} = 20\,000$	$37\,900 - 20\,000 = 17\,900$
	$U_4 =$	$+\frac{12\,990 \cdot 136}{50} = +35\,300$	$35\,300 \frac{280}{530} = 18\,700$	$35\,300 - 18\,700 = 16\,600$
	$U_3 =$	$+\frac{12\,990 \cdot 110}{50} = +28\,600$	$28\,600 \frac{280}{530} = 15\,100$	$28\,600 - 15\,100 = 13\,500$
	$U_2 =$	$+\frac{12\,990 \cdot 64}{50} = +16\,600$	$16\,600 \frac{280}{530} = 8\,770$	$16\,600 - 8\,770 = 7\,830$
	$U_1 =$	0		
Obere Gurtung.	$O_4 =$	$-\frac{12\,990 \cdot 142}{50} = -37\,000$	$-37\,000 \frac{280}{530} = -19\,600$	$-(37\,000 - 19\,600) = -17\,400$
	$O_3 =$	$-\frac{12\,990 \cdot 123}{50} = -32\,000$	$-32\,000 \frac{280}{530} = -16\,900$	$-(32\,000 - 16\,900) = -15\,100$
	$O_2 =$	$-\frac{12\,990 \cdot 87}{50} = -22\,700$	$-22\,700 \frac{280}{530} = -12\,000$	$-(22\,700 - 12\,000) = -10\,700$
	$O_1 =$	$-\frac{12\,990 \cdot 32}{50} = -8\,300$	$-8\,300 \frac{280}{530} = -4\,300$	$-(8\,300 - 4\,300) = -4\,000$

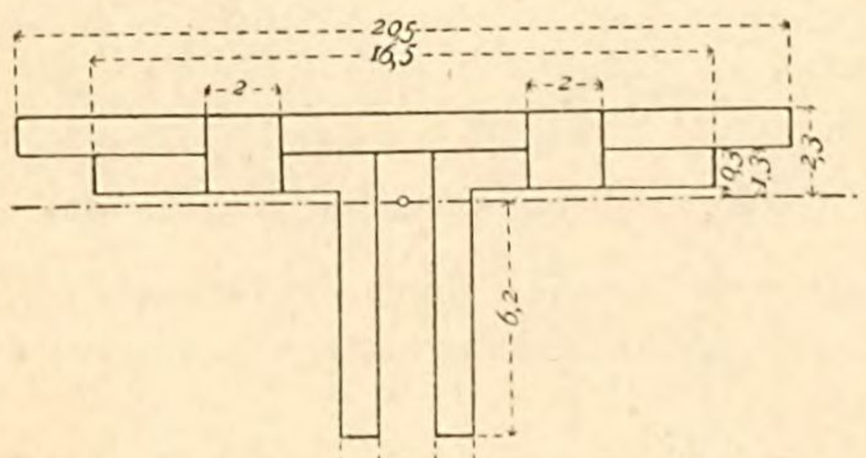
Kilogramm.

Die Durchfchnitts-Variation wird nicht in jedem Felde vorgenommen; der Querfchnitt foll vielmehr in jeder Trägerhälfte für die Gruppen U_1, $U_2 - U_3 - U_4$, $U_5 - O_1$, $O_2 - O_3$, O_4 conftant bleiben.

Der erforderliche Querfchnitt ift unter Zufchlag für die Nietlochung nach den Gleichungen 15. und 18. in Theil I, Bd. 1 diefes »Handbuches« (S. 250 u. 251) zu berechnen.

	Stab:	Erforderlicher Querfchnitt:	Hergeftellt aus:	Nutzquerfchnitt:
Nach Gleichung 15:	U_1, U_2	$\frac{8\,770}{1\,400} + \frac{7\,830}{770} = 16{,}5$ qcm	2 Winkeleifen $6 \times 6 \times 1{,}0$ cm	$2 \cdot 1{,}0\ (6 + 5 - 2) = 18$ qcm
	U_3	$\frac{15\,100}{1\,400} + \frac{1\,350}{770} = 28{,}4$ »	2 Winkeleifen $6 \times 6 \times 1{,}0$ » + 1 Platte $17{,}5 \times 0{,}8$ »	$18 + 0{,}8\ (17{,}5 - 4) = 28{,}8$ »
	U_4, U_5	$\frac{20\,000}{1\,400} + \frac{17\,900}{770} = 37{,}5$ »	2 Winkeleifen $6 \times 6 \times 1{,}0$ » + 1 Platte $17{,}5 \times 0{,}8$ » + 1 Platte $17{,}5 \times 0{,}6$ »	$28{,}8 + 0{,}6\ (17{,}5 - 4) = 36{,}9$ »
Nach Gleichung 18:	O_1, O_2	$\frac{12\,000}{1\,200} + \frac{10\,700}{720} = 25$ »	2 Winkeleifen $7{,}5 \times 7{,}5 \times 1{,}0$ »	$2 \cdot 1\ (7{,}5 + 6{,}5 - 2) = 24$ »
	O_3, O_4	$\frac{19\,600}{1\,200} + \frac{17\,400}{720} = 40{,}5$ »	2 Winkeleifen $7{,}5 \times 7{,}5 \times 1{,}0$ » + 1 Platte $20{,}5 \times 1{,}0$ »	$24 + 1\ (20{,}5 - 4) = 40{,}5$ »

Fig. 599.



Gegen Zerknicken der ganzen oberen Gurtung wirken die aufgelagerten Balken. Die Steifigkeit der einzelnen Felder, wie die Theilung der Verbindungsftehniete da, wo die Platten fehlen, ift wie folgt zu unterfuchen.

Die ungünftigften Felder find O_4 und O_2. In O_4 (Fig. 599) liegt der Schwerpunkt $2{,}3$ cm unter Oberkante und das kleinfte Trägheitsmoment ift

$$\mathcal{J}_{min} = (20{,}5 - 4)\,\frac{2{,}3^3 - 1{,}3^3}{3} + (16{,}5 - 4 - 1{,}5)\,\frac{1{,}3^3 - 0{,}3^3}{3} + 2\,\frac{0{,}3^3 + 6{,}2^3}{3} = 221.$$

Das nothwendige Trägheitsmoment ift bei 5-facher Sicherheit[128]) $\mathcal{J} = \frac{5\,P\,l^2}{E\,\pi^2}$. Nun ift

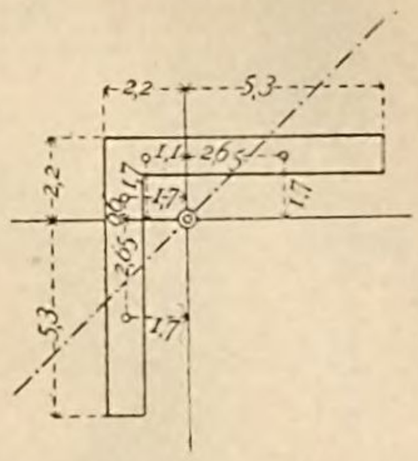
$$l = 100\text{ cm} \text{ und } P = 37\,000\text{ kg}, \text{ alfo } \mathcal{J} = \frac{5 \cdot 37\,000 \cdot 100^2}{2\,000\,000 \cdot \pi^2} = 93{,}7.$$

[128]) Nach Fig. 136 in Theil I, Bd. 1 diefes »Handbuches«.

Der Querſchnitt, welcher auf Druck eben genügt, iſt alſo gegen Zerknicken reichlich ſteif. Er kann als einheitlicher Querſchnitt angeſehen werden, da die Platte die Winkeleiſen verbindet; die Heftniete ſind in einer Theilung von 5 Durchmeſſern $= 10\,\text{cm}$ angenommen, ſo daſs die Halbirung der Theilung für die Anſchluſsniete eben noch möglich iſt.

In O_2 muſs unterſucht werden, wie oft die einzelnen Winkeleiſen zu verbinden ſind (Fig. 600). Der Schwerpunkt eines Winkeleiſens liegt $2{,}2\,\text{cm}$ von Schenkelaufsenkante, und für die zu den Schenkeln parallelen Schwerpunktsaxen iſt [129]) $\mathcal{J} = \mathcal{J}_1 = 73{,}5$.

Fig. 600.



Unter Bezugnahme auf Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches«, Art. 313 (S. 269) wird nach Fig. 600 für ein Winkeleiſen:

$$H = 5{,}3 \cdot 1 \cdot 2{,}65 \cdot 1{,}7 + 2{,}2 \cdot 1\,(-1{,}1) \cdot 1{,}7 + 1{,}2 \cdot 1\,(-1{,}7) \cdot 0{,}6 + 5{,}3 \cdot 1\,(-2{,}65)\,(-1{,}7) = 42{,}5\,,$$

und das kleinſte Trägheitsmoment iſt nach Gleichung 45. daſelbſt

$$\mathcal{J} y_1 = 73{,}5 \left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right)^2 + 73{,}5 \left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right)^2 - 42{,}5 \cdot 1 = 31.$$

Sollen zwiſchen die Knotenpunkte keine Verbindungsniete geſetzt werden, ſo iſt das erforderliche Trägheitsmoment für O_2 $(= 22\,500\,\text{kg})$

$$\mathcal{J} = \sqrt{\frac{5\,\frac{22\,500}{2}\,100^2}{2\,000\,000\,\pi^2}} = 5{,}4\,,$$

ſo daſs alſo die unverbundenen Winkeleiſen ſchon ſteif genug wären. Es werden jedoch in jedes Feld zweckmäſsig 2 Stehniete eingeſetzt, um die gleichmäſsige Beanſpruchung thunlichſt zu ſichern.

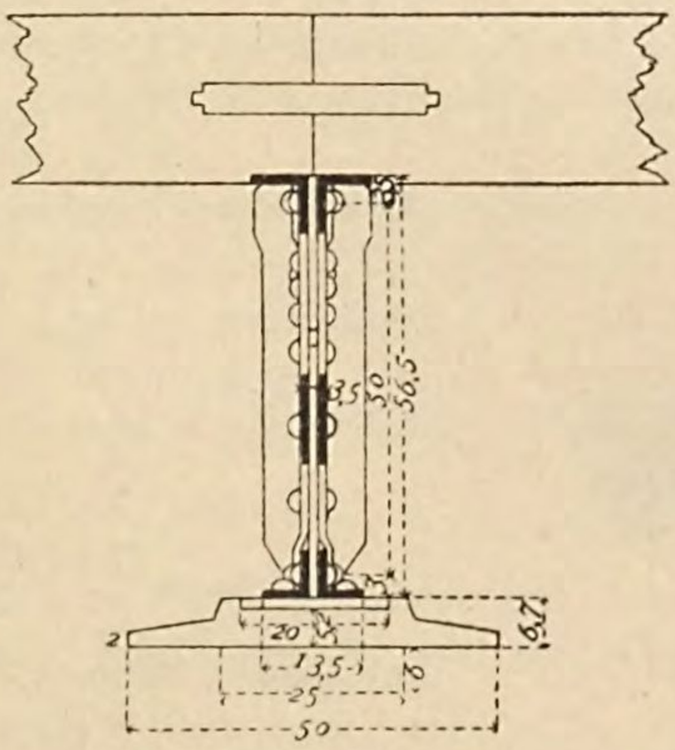
Die in einem Knotenpunkte neu beginnende Platte oder Lamelle muſs über dieſen Punkt hinaus nach dem Auflager zu ſo weit hinausragen, daſs die ihrem Querſchnitte entſprechende Zahl von Anſchluſsnieten auſserhalb des Knotenpunktes Platz findet.

Es iſt die Spannung im Stabe O_3 der oberen Gurtung gleich $-\,32\,300\,\text{kg}$ und der ganze Querſchnitt deſſelben gleich $40{,}5\,\text{qcm}$; ſonach hat $1\,\text{qcm}\,\frac{32\,300}{40{,}5} = 800\,\text{kg}$ zu tragen. Die von der Lamelle aufzunehmende Kraft iſt $(20{,}5 - 4)\,1 \cdot 800 = 13\,200\,\text{kg}$; die Anſchluſsniete ſind einſchnittig, der Niet-durchmeſſer d gleich der doppelten Blechdicke δ $(d = 2\,\delta)$; ſonach beträgt die Zahl der Nieten nach Art. 206 (S. 142, Gleichung 83.), wenn $700\,\text{kg}$ pro $1\,\text{qcm}$ als zuläſſige Scherbeanſpruchung der Niete angenommen werden,

$$n = \frac{13\,200 \cdot 4}{2^2 \cdot \pi \cdot 700} = 6 \text{ Niete.}$$

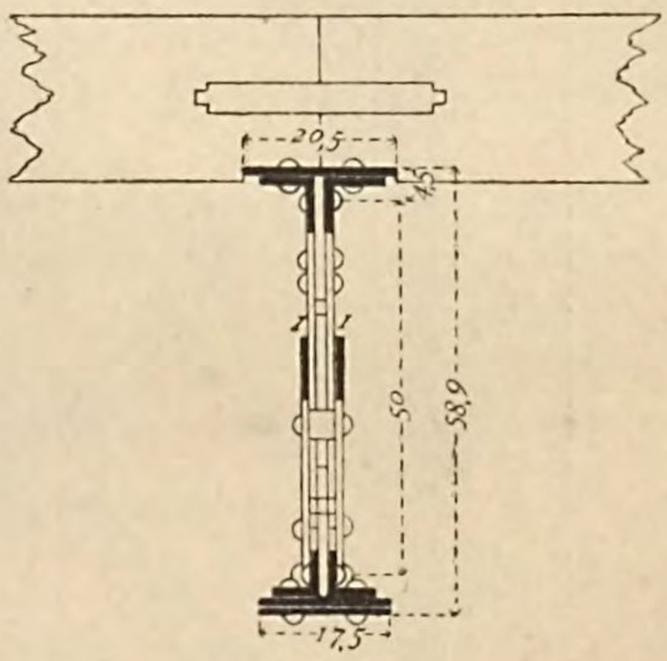
Da ſtets 2 Niete neben einander ſitzen, ſo müſſen hiernach 3 Nietreihen auſserhalb des Knotenpunktes $O_2 O_3$ in der Lamelle enthalten ſein, woraus ſich die in Fig. 602 dargeſtellte Anordnung ergiebt. Die Ungleichmäſsigkeit, welche aus der Zufügung der Lamelle für die Balkenlagerung entſteht, wird durch Ausſchneiden der Balken ausgeglichen (Fig. 601 u. 601 a).

Fig. 601.



Schnitt nach MN

Fig. 601 a.



1/20 n. Gr.

Schnitt nach OP des Trägers in Fig. 602.

β) Gitterſtäbe. Die Spannungen in den Gitterſtäben ſollen beiſpielsweiſe für die Felder I und IV in Fig. 598 unterſucht werden.

Im Felde I werden ſie am ungünſtigſten belaſtet, wenn alle Knotenpunkte 2 bis 8 mobile Laſt tragen. Es iſt dann der Auflagerdruck für Eigengewicht $A = \frac{7 \cdot 1260}{2} = 4410\,\text{kg}$, für mobile Laſt

[129]) Nach der Tabelle auf S. 195 in Theil I, Bd. 1 dieſes »Handbuches«.

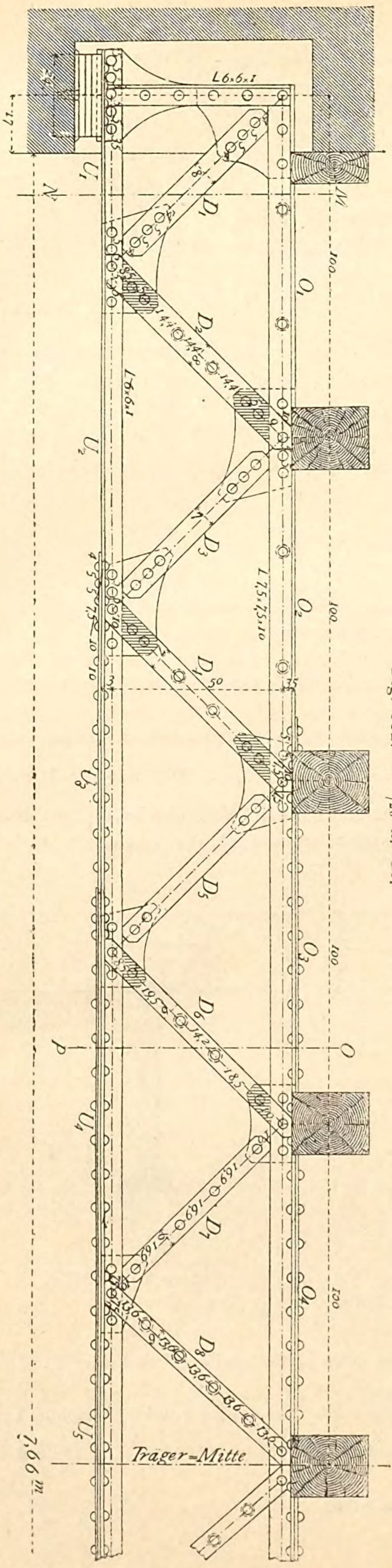


Fig. 602. — 1/20 n. Gr.

$A = \frac{7 \cdot 1125}{2} = 3940$ kg. Es entftehen fomit im Gitterftabe D_1 die Spannungen $4410 \cdot 1{,}414 = +6235$ kg aus Eigengewicht und $3940 \cdot 1{,}414 = +5570$ kg aus mobiler Laft. In D_2 treten diefelben Kräfte als Druck auf.

Die erforderlichen Querfchnitte im Stabe D_1 ergeben fich [130]) zu $\frac{6235}{1400} + \frac{5570}{770} = 11{,}8$ qcm; D_1 wird daher aus 2 Flachbändern von 8×1 cm gebildet und erhält $2\,(8 - 2) \cdot 1 = 12$ qcm Nutzquerfchnitt. Nach Art. 206 (Gleichung 85., S. 142) wird die Anzahl der Anfchlufsniete bei 1300 kg Lochlaibungsdruck im 1,5 cm ftarken Knotenbleche

$$n = \frac{6235 + 5570}{2 \cdot 1{,}5 \cdot 1300} = 3.$$

Für den Stab D_2 ift der erforderliche Querfchnitt [131]) $\frac{6235}{1200} + \frac{5570}{720} = 13$ qcm; die auf die Gurtwinkel zu nietenden Flacheifenftäbe erhalten demnach 8,5 cm Breite. Die Länge beträgt $50 \cdot 1{,}414 = 70{,}7$ cm, und das nothwendige Trägheitsmoment bei 5-facher Sicherheit ift [132])

$$\mathcal{J} = \frac{5\,P\,l^2}{\pi^2\,E} = \frac{5\,(6235 + 5570) \cdot 70{,}7^2}{\pi^2 \cdot 2\,000\,000} = 14{,}7.$$

Die erforderliche Dimenfion h (Fig. 593) folgt alfo aus $2\,(8{,}5 - 2)\,1\,\frac{h^2}{4} = 14{,}7$ mit $h = 2{,}13$ cm. Thatfächlich ift $h = 1{,}5 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 0{,}5 = 4{,}5$; der Flacheifenquerfchnitt reicht alfo für den Druck aus. Die Theilung der Verbindungsniete hängt vom Trägheitsmomente des einzelnen Flacheifens ab, welches $1^3\,\frac{8{,}5 - 2}{12} = 0{,}54$ beträgt. Bei 5-facher Sicherheit ift [133])

$$2n + 1 = \sqrt{\frac{5 \cdot (6235 + 5570) \cdot \frac{1}{2} \cdot 70{,}7^2}{\pi^2 \cdot 2\,000\,000 \cdot 0{,}54}} = 3{,}7$$

und $n = 2$;

folglich die Wellenlänge $\lambda = \frac{2}{2 \cdot 2 + 1}\,l = \frac{2}{5}\,l$; die Niettheilung, welche $= \frac{\lambda}{2}$ ift, mufs alfo $= \frac{1}{5}$ der Länge, d. h. $\frac{70{,}7}{5} = 14{,}12$ cm betragen.

Im Felde IV ift die vom Eigengewichte herrührende Transverfalkraft $\frac{7 \cdot 1260}{2} - 3 \cdot 1260 = 630$ kg, daher die Spannung im Stabe D_7 gleich $+630 \cdot 1{,}414 = +890$ kg und im Stabe D_8 gleich -890 kg.

Sind die Knotenpunkte 5 bis 8 mobil belaftet, fo ift der von der mobilen Laft herrührende Auflagerdruck

$$A = \frac{1125\,(4 + 3 + 2 + 1)\,100}{800} = 1406\text{ kg},$$

fomit die aus der mobilen Belaftung rechts herrührenden

---

[130]) Nach: Gleichung 15. (S. 250) in Theil I, Bd. 1 diefes »Handbuches«.

[131]) Nach: Gleichung 18. (S. 251) ebendaf..

[132]) Nach: Fig. 136 (S. 302) ebendaf.

[133]) Nach: Gleichung 107. (S. 298) ebendaf.

Spannungen in den Stäben D_7 und D_8 bezw. $+ 1406 \cdot 1{,}414 = + 1990\,\text{kg}$ und $- 1990\,\text{kg}$. Sind dagegen die Knotenpunkte 2 bis 4 voll belaftet, fo ift

$$A = \frac{1125\,(5 + 6 + 7)\,100}{800} = 2530\,\text{kg}$$

und die Transverfalkraft im Felde IV $2530 - 3 \cdot 1125 = - 845\,\text{kg}$; fonach betragen die aus der mobilen Belaftung links fich ergebenden Spannungen in den Stäben D_7 und D_8 bezw. $- 845 \cdot 1{,}414 = - 1195\,\text{kg}$ und $+ 1195\,\text{kg}$.

Es ift fonach der Gitterftab D_7 nach Gleichung 21. in Theil I, Bd. 1 dieles »Handbuches« (S. 251) zu dimenfioniren mit

$$\frac{890}{1400} + \frac{1990}{770} + \frac{1195}{1700} = 3{,}9\,\text{qcm}$$

und der Querfchnitt des Gitterftabes D_8 nach Gleichung 24. dafelbft mit

$$\frac{890}{1200} + \frac{1990}{720} + \frac{1195}{1800} = 4{,}2\,\text{qcm}.$$

Es werden hier alfo thunlichft fchwache Flacheifenquerfchnitte auszuführen fein, welche in den Einzelheiten nach obigem Verfahren dimenfionirt werden. Die Gitterftäbe erhalten die in Fig. 602 eingetragenen Abmeffungen und Anfchlufsniete. Es find jedoch die Gitterftäbe nach der Trägermitte hin mehr und mehr zu ftark bemeffen, weil die theoretifchen Dimenfionen für die Herftellung zu gering ausfielen. Es mag hier noch befonders hervorgehoben werden, dafs die gedrückten Stäbe aus zwei Flacheifen mit Stehnieten die forgfältigfte Herftellung der Nietung verlangen. Es ift vorgekommen, dafs folche Glieder in Folge mangelhafter Bildung der Stehniete eingeknickt find, weil jedes Flacheifen für fich nachgab, und es wird daher vielfach auch dann vorgezogen, die gedrückten Stäbe aus je 2 Winkeleifen zu bilden, wenn der Flacheifenquerfchnitt theoretifch vollkommen genügt.

Da die gedrückten Gitterftäbe nicht direct auf den Knotenblechen liegen, fo müffen die in Fig. 602 durch verticale Schraffirung angedeuteten Füllbleche eingelegt werden.

Der Anfchlufs der Gitterftäbe an die Gurtungen kann nur in den feltenften Fällen mittels directer Vernietung der Theile erfolgen, weil die Gurtungen zur Anbringung der erforderlichen Nietzahl meift nicht den nöthigen Platz bieten. Es ift dann nöthig, wie hier in faft allen Knoten, Knotenbleche einzufetzen, an welche die Wandglieder mit den oben für zwei Fälle berechneten Nietzahlen angefchloffen werden, welche nun aber anderfeits mit den Gurtungen in ausreichende Verbindung gebracht werden müffen.

Die Knotenbleche übertragen auf die Gurtungen die Refultirende aus den an fie anfchliefsenden Paaren von Gitterftäben, und diefe Refultirenden find hier wegen der horizontalen Gurtungen horizontal; fie find ferner gleich der Summe der Vertical-Compenenten der Spannungen in den Gitterftäben, weil von den zwei an ein Knotenblech anfchliefsenden Stäben ftets einer gedrückt, einer gezogen wird und die Neigung beider 45 Grad beträgt.

Der obere Anfchlufs des Gitterftabes D_1 mufs im Knotenbleche drei um den Endknoten fymmetrifch geordnete Niete erhalten, weil diefes Knotenblech höchftens die Maximalfpannung von D_1 zu übertragen hat und diefe 3 Niete verlangte; gefetzt find 5 Niete.

Im Knotenpunkt $U_1\ U_2$ ift die gröfste Vertical-Componente von D_1 gleich der von D_2, alfo gleich $8350\,\text{kg}$; die Summe der Horizontal-Componenten hiernach $2 \cdot 8350 = 16700\,\text{kg}$ und die Zahl der zweifchnittigen Anfchlufsniete für $d > \delta$ nach Art. 206 (S. 142, Gleichung 85.) $n = \frac{16700}{2 \cdot 1{,}5 \cdot 1300} = 5$ Niete, von denen der mittelfte D_2 direct fafft, und von denen einer wegen der Collifion mit den Stäben von D_2 mit zwei ganz verfenkten Köpfen herzuftellen ift. Aus den Nietftellungen ergiebt fich dann Gröfse und Form des Knotenbleches (Fig. 602).

Im Knotenpunkte $O_1\ O_2$ wird die gröfste Kraft übertragen, wenn diefer Knotenpunkt nebft allen rechts davon liegenden voll belaftet ift. Die Vertical-Componente von D_2 ift dann $8350\,\text{kg}$, die von D_3 gleich $8350 - 2385 = 5965\,\text{kg}$, fomit die Summe der Horizontal-Componenten $8350 + 5965 = 14315\,\text{kg}$ und die erforderliche Zahl der Anfchlufsniete des Knotenbleches an die Gurtung $\frac{14315}{2 \cdot 1{,}5 \cdot 1300} = 4$ Niete.

Im Knotenpunkte $U_2\ U_3$ haben beide anfchliefsenden Gitterftäbe D_3 und D_4 die gröfsten Vertical-Componenten, wenn der Knotenpunkt $O_2\ O_3$ nebft allen rechts davon liegenden mobil belaftet ift. In beiden ift die Vertical-Componente dann

$$\frac{7 \cdot 1125}{2} + 1260\,\frac{(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1)\,100}{800} - 1125 = 6100\,\text{kg};$$

folglich die Summe der aus dem Knotenbleche abzugebenden Horizontalkräfte gleich $2 \cdot 6100 = 12200\,\text{kg}$, und die Zahl der Anfchlufsniete $\frac{12200}{2 \cdot 1{,}5 \cdot 1300} = 4$. In diefer Weife find die in Fig. 602 eingetragenen Niete für die Knotenbleche für alle Knotenpunkte berechnet. Im Knotenpunkte $O_4\ O_5$ genügt 1 Niet; die Gitterftäbe find daher hier neben einander direct auf die Gurtung genietet, und zu diefem Zwecke aus der theoretifchen Lage etwas nach oben verdreht.

γ) Auflager. Es ift angenommen, dafs der Träger auf gewöhnlichem Ziegelmauerwerke ruht, für das die zuläffige Preffung $8\,\text{kg}$ pro $1\,\text{qcm}$ beträgt. Der ganze Auflagerdruck für 8 volle Trägerfelder ift $\frac{8}{2}(1125 + 1260) = 9540\,\text{kg}$, die erforderliche Lagergrundfläche alfo $\frac{9540}{8} = 1200\,\text{qcm}$. Da eine tiefe Einlagerung in die Wand in den meiften Fällen nicht angängig ift, fo mufs das Auflager gewöhnlich breit entwickelt werden.

Wäre der Raum, welcher von dem $8\,\text{m}$ langen Träger überdeckt werden foll, z. B. $7{,}66\,\text{m}$ weit, fo blieben an jedem Ende $\frac{800 - 766}{2} = 17\,\text{cm}$ von Wand bis Lagermitte disponibel. Nun müffen aber die Lagerfchuhe von der Mauerkante entfernt bleiben, und zwar für folche Träger etwa $5\,\text{cm}$; demnach ift die halbe Lagerlänge $12\,\text{cm}$ und die Lagerbreite $\frac{1200}{2 \cdot 12} = 50\,\text{cm}$.

Nach den in Art. 316 (S. 216) für die Lager gegebenen Regeln wird die erforderliche Dicke der Lagerplatte, da hier in Gleichung 185. (S. 216) $A = 9540\,\text{kg}$, $l_1 = 24\,\text{cm}$, $b_1 = 50\,\text{cm}$ und nach Fig. 601 $b_2 = 20\,\text{cm}$ zu fetzen ift, gleich dem gröfseren Werthe von

$$\delta = 0{,}05 \sqrt{9540 \frac{24}{50}} - 0{,}025 \cdot 24 = 2{,}8\,\text{cm} \quad \text{und} \quad \delta = 0{,}05 \sqrt{9540 \frac{50 - 20}{24}} = 5{,}2\,\text{cm},$$

alfo gleich $5{,}2\,\text{cm}$ zu machen fein; die Randftärke könnte theoretifch $= 0$ fein, wird des Guffes wegen aber $= 2\,\text{cm}$ (Fig. 601) gemacht.

Im Lager wird unter den Träger eine $1{,}5\,\text{cm}$ ftarke, vorher abgehobelte Platte genietet, um dem Träger, deffen Unterfläche an fich meift nicht fehr eben ift, eine gute Lagerfläche zu geben. Diefe meift etwas erbreiterte Platte wird beiderfeits von Nafen der Grundplatte gehalten (Fig. 601). Die Befeftigungsniete der Lagerplatte find unten forgfältig zu verfenken und eben zu feilen.

Die Grundplatte greift mit einem Anfatze in das entfprechend ausgeftemmte Mauerwerk ein. Der Träger wird auf Eifenkeilen fo verlegt, dafs zwifchen Grundplatte und Mauerwerk eine $1{,}5\,\text{cm}$ weite offene Fuge bleibt, welche dann mit Cement vergoffen wird. Unter Temperaturveränderungen ift dann der fo gelagerte Träger in der Richtung feiner Länge verfchiebbar. Soll er aber in Räumen mit ziemlich conftanter Temperatur zur Verankerung der Wände benutzt werden, fo bohrt man in jedem Auflager zwei bis vier Löcher von etwa $2\,\text{cm}$ Durchmeffer durch die Gurtung in die Grundplatte und treibt in diefe Eifendorne. Bei ftarken Temperaturwechfeln ift diefe Anordnung, fobald fie in beiden Lagern ausgeführt wird, indefs bedenklich, weil dadurch die Wände hin und her gerüttelt werden.

Um zu vermeiden, dafs der Träger fich bei Durchbiegungen auf die Vorderkante der Lagerplatte fetzt, wölbt man letztere wohl nach Art. 316 (S. 216) fchwach in der Lagerfläche nach $2\,\text{m}$ Radius, damit der Träger vorwiegend in der Mitte aufruht, nähert fich damit dann der in Fig. 588 (S. 216) dargeftellten Form.

Ueber dem Lager mufs der Träger eine dem ganzen Auflagerdrucke genügende Endfteife, hier zwei Winkeleifen, haben, welche durch ein eingefiecktes Knotenblech unten auf die volle Lagerlänge behufs Erzielung guter Druckvertheilung ausgeweitet wird (Fig. 602).

Literatur.

Bücher über »Eifen-Conftructionen im Allgemeinen« und »Conftructions-Elemente in Eifen«, fo wie über »Baufchlofferei« und »Schmiedewerkskunde«.

Zipper's, J. Anweifung zu Schlofferarbeiten. Augsburg 1795. (3. Aufl.: Vollftändiges Handbuch der Schloffer-Kunft etc. Herausg. v. C. Hartmann. 1841.)

Grandpré, M. J. *Manuel théorétique et pratique du ferrurier etc.* Paris 1827. — Deutfch von J. G. Petri. Ilmenau 1830. (8. Aufl. von A. W. Hertel. 1865.)

König, J. Grundrifs der Schlofferkunft etc. Weimar 1848. (4. Aufl.: Die Arbeiten des Schloffers etc. 1876.)

Fairbairn, W. *On the application of caſt and wrought iron to building purpoſes.* London 1854. (4. Aufl. 1870). — Deutſch von D. Brauns. Braunſchweig 1859.

Guillaume. *Tableaux de la réſiſtance des fers à double* T *etc.* Paris 1858.

Cohen, L. P. Tabellen zur Beſtimmung der Dimenſionen gufseiſerner Träger. Leipzig 1861.

Guettier, A. *De l'emploi pratique et raiſonné de la fonte de fer dans les conſtructions.* Paris 1861.

Mongé. *Conſtructions en fer etc.* Paris 1861.

Shields, F. W. *Strains on ſtructures of ironwork etc.* London 1861. (2. Aufl. 1867). — Deutſch von B. Behr. Berlin 1861.

Fink, F. Die Schule des Bauſchloſſers. Leipzig 1861. (3. Aufl. 1880.)

Hänel, A. Abhandlung über die Conſtructionsverhältniſſe eiſerner Gitterbalken. Stuttgart 1864.

Brandt, E. Lehrbuch der Eiſen-Konſtruktionen mit beſonderer Anwendung auf den Hochbau. Berlin 1864. (3. Aufl. 1876.)

Lavedan, P. *Guide pratique de ſerrurerie uſuelle et artiſtique etc.* Paris 1867.

Boileau, L. A. *Le fer principal élement conſtructif de la nouvelle architecture.* Paris 1871.

Barré, L. A. *Éléments de charpenterie métallique.* Paris 1872.

Liger, L. *La ferronnerie ancienne et moderne etc.* Bd. I u. II. Paris 1873 u. 1876.

Des Biars, G. *De l'emploi du fer dans les conſtructions. Planchers, poitrails et linteaux en fer laminé, ſupports en piliers en fonte ou en fer forgé.* Paris 1874.

Klasen, L. Handbuch der Hochbau-Conſtructionen in Eiſen. Leipzig 1876.

Demont. *Nouveau traité de ſerrurerie, ou Vignole à l'uſage des ouvriers etc.* Paris 1876.

Heinzerling, F. Der Eiſenhochbau der Gegenwart. Aachen 1876—78.

Jeep, W. Die Verwendung des Eiſens beim Hochbau. Leipzig 1876—79.

Intze, O. Tabellen und Beiſpiele für eine rationelle Verwendung des Eiſens zu einfachen Baukonſtruktionen. Berlin 1878.

Lüdicke, A. Praktiſches Handbuch für Kunſt-, Bau- und Maſchinen-Schloſſer. Weimar 1878.

Cornu, L. *Guide pratique pour l'étude et l'exécution des conſtructions en fer.* Levallois-Perret 1878.

Thiollet. *Serrurerie et fonte de fer.* Paris 1879.

Loewe, F. Ueber Nietverbindungen. Erſter Bericht des Profeſſor W. C. Unwin an die Sub-Commiſſion der »*Inſtitution of Mechanical Engineers*« *etc.* Wien 1880.

Boileau, L. A. *Principes et exemples d'architecture ferronnière; les grandes conſtructions édifitaires en fer; la halle-baſilique.* Paris 1880.

Zimmermann, H. Ueber Eiſenconſtructionen und Walzprofile. Berlin 1881.

Zimmermann, H. Trägheitsmomente, Widerſtandsmomente und Gewichte genieteter Blechträger. Berlin 1881. (2. Aufl. 1885.)

Ferrand, J. *Le charpentier-ferrurier au XIXe ſiècle. Conſtructions en fer et en bois. Charpentes mixtes en fer, fonte et bois.* Paris 1881.

Nowak, E. Der Metallbau. Leipzig 1882.

Uhland, W. H. Handbuch für den praktiſchen Maſchinen-Conſtructeur. I. Band. Leipzig 1883. S. 1.

Koulle, H. Hülfstabellen für die Berechnung ſchmiedeeiſerner Stützen etc. Berlin 1884.

Lauter, W. H. u. H. Ritter. Façoneiſen und deren praktiſche Verwendung. Frankfurt a. M. 1885.

L'architettura del ferro. Raccolta dei motivi per coſtruzioni civile, ferroviarie et artiſtiche. Mailand 1885.

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

ZWEITE ABTHEILUNG.

FUNDAMENTE.

Von Dr. Eduard Schmitt.

FUNDAMENTE.

1. Abfchnitt.

Fundament und Baugrund.

320. Vorbemerkungen.

Der unterfte Theil eines Bauwerkes, welcher den von letzterem ausgeübten Druck unmittelbar auf den darunter liegenden natürlichen Erdboden — den Baugrund — zu übertragen hat, wird Fundament genannt, und die Conftruction des Fundamentes heifst Fundirung oder Gründung.

Die untere Begrenzung eines Fundamentes ift durch die eben gegebene Begriffsbeftimmung genau gegeben; nicht fo genau läfft fich die obere Begrenzung deffelben feft fetzen. Bei unterkellerten Gebäuden hört in der Regel das Fundament mit der Oberkante jenes Fundament-Abfatzes auf, der in der Höhe der Kellerfohle, bezw. der Unterkante des Kellerpflafters gelegen ift. Bei nur theilweife oder gar nicht unterkellerten Bauwerken läfft fich im Allgemeinen keine fo beftimmte Angabe machen; bei Bauwerken ohne unterirdifche Räume begrenzt man das Fundament am beften durch den unmittelbar unter der Erdoberfläche gelegenen Fundament-Abfatz.

Die Betrachtung der Fundamente foll in der Weife eingetheilt werden, dafs zunächft der Baugrund zur Befprechung kommt, hierauf die Grundfätze, die bei Conftruction und Ausführung der Fundamente zu beobachten find, erörtert und fchliefslich die wichtigeren Fundirungsmethoden vorgeführt werden.

Während im übrigen Hochbau-Conftructionswefen in den letzten 20 bis 30 Jahren wefentliche und erfreuliche Fortfchritte gemacht worden find, ift folches auf dem Gebiete der Gründungen nur in verhältnifsmäfsig geringem Mafse zuzugeben. Es ift diefe Erfcheinung um fo auffälliger, als im Bereich des neueren Ingenieur-Bauwefens der Grundbau eine hervorragende Stellung einnimmt. Vielleicht kann neben dem eigentlichen Zwecke der nachfolgenden Betrachtung auch noch erreicht werden, dafs einige veralteten Fundament-Conftructionen verlaffen werden und andere neueren, bisher nur wenig ausgeführten Gründungen eine häufigere Anwendung finden.

Literatur

über »Fundamente im Allgemeinen«.

Hagen, G. Handbuch der Wafferbaukunft. 1. Theil, 2. Band: Fundirungen. Berlin 1841. (3. Aufl. 1870).

De quelques procédés employés par les anciens dans la fondation de leurs édifices. Revue gén. de l'arch. 1855, S. 174, 230.

Müller, H. Ueber Fundamentirungen. Romberg's Zeitfchr. f. pract. Bauk. 1855, S. 121.

Schäffer. Allgemeine Ueberficht der Fundirungen mit befonderer Berückfichtigung der Anwendung des Eifens im Grundbau. Romberg's Zeitfchr. f. pract. Bauk. 1860, S. 17, 123.

Allgemeine Ueberficht der Fundirungen mit befonderer Berückfichtigung der Anwendung des Eifens Haarmann's Zeitfchr. f. Bauhdw. 1862, S. 172.

Schwarz, F. Der Grundbau. Berlin 1865.

Chiolich-Löwensberg, H. v. Anleitung zum Wafferbau. 3. Abth. Entwäfferungen und Bewäfferungen, Kanal- und Kammerfchleufenbau, Fundirungen, Seebau. Stuttgart 1865. S. 100.

Foy, J. *Étude générale sur les fondations. Nouv. annales de la conft.* 1865, S. 168, 174; 1866, S. 4.

MENZEL, C. A. Die Gründungsarten der Gebäude und die Behandlung des Baugrundes. Herausg. u. verb. von C. SCHWATLO. Halle 1866.

KNAPP's grofses Vorlagewerk aus dem Gefammtgebiete der Bau-, Ingenieur-Wiffenfchaft und Gewerbskunde. Heft. I: Gründungen. Halle 1871.

MENZEL, C. A. u. J. PROMNITZ. Die Gründung der Gebäude. Halle 1873.

MORANDIÈRE. *Traité de la conftruction des ponts et viaducs en pierre, en charpente et en métal. 1er fasc.* Paris 1874. S. 57.

FRAUENHOLZ, W. Bau-Conftructions-Lehre für Ingenieure. 3. Band. Eifen- und Fundations-Conftructionen. München 1877. S. 275.

KLASEN, L. Handbuch der Fundirungs-Methoden im Hochbau, Brückenbau und Wafferbau. Leipzig 1879.

FELDEGG, E. v. Allgemeine Conftructionslehre des Ingenieurs. Nach Vorträgen von R. BAUMEISTER. Carlsruhe 1879. II. Theil: Fundirungen.

POWELL, G. T. *Foundations and foundation walls for all claffes of buildings.* New-York 1879.

Handbuch der Ingenieurwiffenfchaften. Herausg. von E. HEUSINGER v. WALDEGG, L. FRANZIUS u. E. SONNE. 1. Band. Leipzig 1880. S. 695: Grundbau. (2. Aufl. 1884. S. 281.)

DOBSON, E. *Foundations and concrete works.* London 1850. (5. Aufl. 1881.)

DEBAUVE, A. *Procédés et matériaux de conftruction. Tome II: Fondations.* Paris 1865.

---

1. Kapitel.

Baugrund.

a) Befchaffenheit des Baugrundes.

321. Technifche Anforderungen.

Die Befchaffenheit oder Qualität des Baugrundes ift in erfter Reihe vom technifchen Standpunkte aus zu beurtheilen. Bei folchen Bauwerken, welche zum Aufenthalt von Menfchen und Thieren dienen follen, treten zu den rein technifchen auch noch gefundheitliche Anforderungen hinzu.

Die technifche Beurtheilung eines Baugrundes bezieht fich hauptfächlich auf fein Verhalten gegen den vom Fundamente ausgeübten Druck. Die verfchiedenen Bodenarten zeigen in diefer Beziehung eine nicht geringe Mannigfaltigkeit, und es find für die hierdurch bedingte Befchaffenheit des Baugrundes insbefondere die nachftehenden Factoren mafsgebend.

322. Feftigkeit.

1) Die Befchaffenheit des Baugrundes hängt in erfter Reihe von feiner Feftigkeit ab, d. i. von feiner Widerftandsfähigkeit gegen den vom Bauwerk ausgeübten Normaldruck. In Bezug auf diefe Eigenfchaft der verfchiedenen Bodenarten unterfcheidet man prefsbaren und unprefsbaren Baugrund. Zu letzterem gehören alle Bodenarten, welche diefelbe oder eine gröfsere Druckfeftigkeit, wie das Fundament-Mauerwerk befitzen; alle übrigen Bodenarten werden als prefsbare bezeichnet.

Zum unprefsbaren Baugrund gehören die maffigen Felsarten (Bafalt, Granit, Syenit, Porphyr, harter Kalk- und Sandftein etc.), ferner gefchichtete Felsarten, in denen fich keine Rutfchflächen bilden können, und ganz fefte Gefchiebeablagerungen (von mindeftens 4 bis 6 m Mächtigkeit), welche auf anderen guten Bodenfchichten aufruhen. Bei den prefsbaren Bodenarten ift das gegenfeitige Verhältnifs zwifchen dem vom Bauwerk ausgeübten Normaldruck und dem Mafs der Prefsbarkeit entfcheidend für die Befchaffenheit des Baugrundes. Ueber die Grenzen, welche in diefer Richtung noch zuläffig find, bezw. welche einen Baugrund als überhaupt noch brauchbar erfcheinen laffen, wird fpäter die Rede fein.

323. Mächtigkeit der Schichten.

2) Die Befchaffenheit des Baugrundes ift nicht allein durch feine Druckfeftigkeit, fondern auch durch die Mächtigkeit der betreffenden Bodenfchicht bedingt. Ein fonft guter Baugrund, der in geringer Mächtigkeit auf einer lockeren Bodenfchicht lagert, ift in Folge deffen auch fchlecht; eben fo wird eine weniger gute Bodenart dadurch, dafs fie in dünner Lage auf einer ganz feften Schicht aufruht, etwas beffer.

Hat die tragfähige Schicht eine genügende Mächtigkeit, ruht ſie aber auf einer weicheren Schicht auf, ſo muſs man bei Ausführung des Fundamentes die erſtere möglichſt wenig ſchwächen, d. h. man muſs das Fundament thunlichſt wenig in die tragfähige Schicht verſenken. Hat man z. B. unter dem zu errichtenden Gebäude Kellerräume anzulegen, ſo iſt man allerdings genöthigt, von der tragfähigen Schicht ſo viel abzugraben, als es die gewünſchte Kellertiefe erfordert. Bei geringer Mächtigkeit dieſer Schicht jedoch kann es unter Umſtänden geboten ſein, die Keller ſo hoch als irgend thunlich zu legen, d. h. dieſelben möglichſt hoch aus der Erde herauszubauen.

324. Neigung der Schichten.

3) Auf die Beſchaffenheit des Baugrundes iſt auch von Einfluſs, welche Neigung die betreffenden Bodenſchichten haben. Je mehr durch die vorliegenden Neigungsverhältniſſe ein Abgleiten einzelner Schichten begünſtigt werden kann, deſto mehr verliert der fragliche Baugrund an Güte.

325. Waſſer.

4) Durch das Waſſer, welches bald als Grundwaſſer, bald als offenes ſtehendes, als flieſsendes oder als wellenſchlagendes Waſſer auftritt, iſt die Beſchaffenheit des Baugrundes gleichfalls in erheblicher Weiſe bedingt. Vom Einfluſſe des Waſſers, der in einem Erweichen des Bodenmaterials, in einem Auswaſchen deſſelben etc. beſtehen kann, wird noch eingehend geſprochen werden. An dieſer Stelle ſoll nur hervorgehoben werden, daſs Bodenarten, die ſonſt einen ganz geeigneten Baugrund abgeben würden, durch die Gegenwart von Waſſer unbrauchbar werden können.

326. Veränderungen.

5) Für die Beſchaffenheit des Baugrundes iſt endlich noch von Wichtigkeit, ob nachtheilige Veränderungen deſſelben zu erwarten ſtehen oder ob auf ſolche Rückſicht genommen werden muſs. Indem auch betreff dieſes Gegenſtandes auf ſpätere Betrachtungen verwieſen wird, ſei hier nur bemerkt, daſs mit derartigen Veränderungen in den betreffenden Bodenſchichten auch eine Aenderung in deren Beſchaffenheit als Baugrund eintritt.

327. Eintheilung und Verſchiedenheit.

Aus dem Geſagten geht hervor, daſs die Beſchaffenheit eines Baugrundes, in ſo weit ſie vom techniſchen Standpunkte aus zu beurtheilen iſt, durch eine nicht geringe Zahl von Factoren beeinflufst wird, und daſs es ſorgfältiger Vorerhebungen und Bodenunterſuchungen bedarf, bevor man die Beſchaffenheit des Baugrundes in genügender Weiſe beurtheilen kann. Obwohl ſich ſolche Unterſuchungen mit groſser Genauigkeit durchführen laſſen, fehlt es doch häufig an einem ſicheren Maſsſtabe zur genauen Schätzung der Tragfähigkeit des Baugrundes. Man iſt deſshalb veranlaſſt, die verſchiedenen Bodenarten zu claſſificiren und ſich dadurch allgemeine Anhaltspunkte für die ſog. Güte des Baugrundes zu verſchaffen.

Mit Rückſicht auf die letztere Bezeichnung kann man den unpreſsbaren Baugrund auch als ſehr guten Baugrund bezeichnen und den preſsbaren Baugrund in nachſtehender Weiſe untertheilen:

1) Guter Baugrund, der ſich nur in geringem Maſse zuſammenpreſſen läſst, wie grober und feſt gelagerter Kies (von mindeſtens 2 bis 3 m Mächtigkeit), Gerölle (von gleicher Mächtigkeit), feſter Mergel, zerklüfteter Felſen etc., ferner, wenn kein Erweichen durch das Waſſer ſtattfinden kann, feſter Lehm und Thon, ſo wie alle Miſchungen von Sand und Thon (in Schichten von mindeſtens 2 bis 3 m Mächtigkeit).

2) Ziemlich guter Baugrund, der zwar preſsbarer als der gute Baugrund iſt, deſſen Nachgiebigkeit jedoch für den Beſtand des Bauwerkes meiſt unſchädlich iſt, wie feſter Lehm und grober Sand, erſterer jedoch nur, wenn er vom Waſſer nicht erweicht werden kann, letzterer nur, wenn er feſt gelagert iſt, keine thonigen und humoſen Theile enthält und wenn er nicht künſtlich (durch Waſſerſchöpfen) oder natürlich (durch Aufheben des Gleichgewichtes im Waſſer) in Triebſand verwandelt werden kann [134]).

134) Aller Sand kann Triebſand werden, der feine am leichteſten.

3) Schlechter Baugrund, d. i. ſolcher Boden, der zwar nicht knetbar iſt, aber jedem etwas ſtärkeren Drucke nachgiebt, dabei zum Theile ſeitlich ausweicht, wie feiner Sand, naſſer Lehm und Thon, Damm- und andere vegetabiliſche Erde, aufgefüllter Boden etc.

Vegetabiliſche Erden und aufgefüllter Boden bilden nicht nur ihrer groſsen Preſsbarkeit halber einen ſchlechten Baugrund, ſondern auch wegen ihres bedeutenden Gehaltes an mineraliſchen und organiſchen Subſtanzen, welche das Mauerwerk in ſchädlicher Weiſe beeinfluſſen. Zu den erſteren gehören insbeſondere die Chlorſalze, zu letzteren ſtickſtoffhaltige Beimengungen, welche durch die Bodenfeuchtigkeit in Verweſung gerathen und die Bildung des ſog. Mauerfraſses veranlaſſen. Insbeſondere iſt der Grund und Boden unſerer Städte häufig durch eingeſickerte Fäcal-Flüſſigkeit ganz verdorben.

4) Sehr ſchlechter Baugrund oder ganz weicher, meiſt knetbarer Boden, der ſeitlich ausweicht, ſobald er belaſtet wird, wie Torf, Moorboden, Humus, Flugſand, Triebſand etc.

328. Allgemeine Verhältniſſe.

Nur in ſehr ſeltenen Fällen bildet die oberſte Erdſchicht einen brauchbaren Baugrund; nur vollſtändig froſt- und witterungsbeſtändiger Felſen gehört hierzu. Sonſt hat man es entweder mit einer ſo lockeren Bodenart zu thun, daſs ein Bauwerk überhaupt nicht darauf geſetzt werden kann; oder es liegt eine feſtere Schicht zu Tage, die jedoch durch Froſt und andere atmoſphäriſche Einflüſſe gelockert wird und deſshalb auch nicht als Baugrund verwendet werden kann.

Auf dem flachen Lande iſt es häufig die ſog. Mutter- und Ackererde, welche die oberſte Erdſchicht bildet und die unter allen Umſtänden als Baugrund ungeeignet iſt, nicht nur weil ſie zu weich iſt, ſondern auch aus dem Grunde, weil ſie in Folge ihres ſtarken Humus-Gehaltes leicht Anlaſs zur Schwammzüchtung giebt. In Städten findet man häufig aufgefüllten Schutt, auf den ein Bauwerk gleichfalls nicht geſetzt werden kann.

Findet man an der Bauſtelle ſchlechte oder ſehr ſchlechte Bodenarten, ſo verfährt man, ſobald dies möglich iſt, am beſten in der Weiſe, daſs man die lockeren Bodenſchichten abgräbt, bis man auf eine tragfähige Schicht gelangt; in der ſo gebildeten Baugrube kann alsdann das Fundament unmittelbar ausgeführt werden. Iſt dieſes Verfahren nicht zuläſſig, ſo muſs durch entſprechende Conſtruction und Ausführung des Fundamentes ſelbſt dem Bauwerk die erforderliche Standfeſtigkeit verliehen werden; bisweilen kann ſchlechter Baugrund auch verbeſſert werden, wovon noch unter c die Rede ſein wird.

Auf ziemlich guten Baugrund können Gebäude ohne Weiteres geſetzt werden, wenn ſie einen verhältniſsmäſsig nur kleinen Druck ausüben und wenn ein geringes Setzen des Gebäudes für deſſen Beſtand unſchädlich iſt. Sonſt muſs man den Baugrund künſtlich zu befeſtigen ſuchen.

Der gute Baugrund iſt im Stande, die meiſten vorkommenden Bauwerke mit Sicherheit zu tragen; bei ſehr gutem Baugrund iſt die Grenze der Tragfähigkeit noch niemals erreicht worden.

329. Geſundheitliche Anforderungen.

Zu den techniſchen Bedingungen, welche ein guter Baugrund zu erfüllen hat, treten bei zum Bewohnen beſtimmten Gebäuden noch die Anforderungen der Hygiene hinzu. Dieſe beziehen ſich im Weſentlichen darauf, daſs die von Menſchen und Thieren zu benutzenden Räume durch den Baugrund nicht »feucht« gemacht werden ſollen und daſs der Baugrund an dieſe Räume auch keine geſundheitsſchädlichen, von der Verweſung organiſcher Stoffe hauptſächlich herrührenden Gaſe abgeben darf [135]).

---

135) Die Gasmenge, welche die obere Bodenſchicht enthält, oder was das Gleiche iſt, die Gaſe, welche die Poren dieſer Schicht durchſetzen, heiſsen Grundluft oder Bodenluft; dieſelbe befindet ſich faſt unausgeſetzt in einem Zuſtande langſamer Bewegung, hervorgerufen durch die Temperaturſchwankungen im Erdboden, durch den einſickernden Regen, durch Luftdruckänderungen etc. Die Grundluft iſt weder in ihrer Menge, noch in ihrer Zuſammenſetzung unveränderlich; die erſtere iſt hauptſächlich vom Feuchtigkeitsgehalt des Bodens abhängig, letztere insbeſondere von der urſprünglichen Beſchaffenheit des letzteren und von der Beſchaffenheit jener Stoffe, welche ihm durch Luftwechſel, atmoſphäriſche Niederſchläge oder aus beſonderen Quellen der Verunreinigung (Abortgruben, Unrathscanäle, Kehricht- und Düngergruben etc.) zugeführt werden. (Siehe: Pettenkofer, M. v. Der Boden und ſein Zuſammenhang mit der Geſundheit des Menſchen. Berlin 1882.)

In unſeren Städten iſt es hauptſächlich das Grundwaſſer, welches Kellerwohnungen und andere unterirdiſche Räume feucht macht, und im Weſentlichen iſt es der Inhalt von Abortgruben, Unrathscanälen, Stall- und Kehrichtgruben, welcher bei ſchlechter Conſtruction dieſer Anlagen in den umgebenden Boden ſickert und denſelben dadurch verpeſtet. Auf dem flachen Lande treten dieſe Uebelſtände in Folge der daſelbſt herrſchenden Bauweiſe weniger ſtark auf; dort iſt namentlich der ſumpfige Boden, welchem die bekannten ſchädlichen Sumpfgaſe ihre Entſtehung verdanken, nachtheilig. (Siehe auch Theil III, Band 4 u. 5 dieſes »Handbuches«, S. 1 u. ff.)

Ohne den Werth und die Bedeutung dieſer geſundheitlichen Anforderungen zu verkennen, haben dieſelben für den Architekten, ſobald er die Beſchaffenheit eines Baugrundes als gut oder ſchlecht zu bezeichnen hat, doch im Allgemeinen nur einen akademiſchen Charakter. In unſeren Städten und auch an anderen Orten iſt die Bauſtelle in der Regel ſo ſcharf oder doch innerhalb ſo enger Grenzen gegeben, daſs das Gebäude, unbekümmert ob der Baugrund in geſundheitlicher Beziehung entſpricht oder nicht, daſelbſt ausgeführt werden muſs. Die Hauptaufgabe des Architekten beſteht alsdann nur darin, durch zweckmäſsige Conſtruction der Fundamente des Gebäudes und ſeiner ſonſtigen Theile den geſundheitsſchädlichen Einfluſs des Baugrundes möglichſt unwirkſam zu machen [136]).

Gegen das Eindringen der Grundluft in die Kellerräume ſichert eine unter dem ganzen Gebäude durchgeführte Beton-Schicht; eine Lage von fettem Thon iſt nicht ſo wirkſam. Soll auch die das Gebäude umgebende Bodenſchicht keine Grundluft an daſſelbe abgeben, ſo muſs man die Kellermauern nach auſsen frei legen, was durch Anordnung eines ringsum laufenden Luft- oder Iſolirgrabens [137]) erreicht wird.

Durchgehende Beton-Schicht ſowohl, als auch Luftgräben dienen gleichfalls dazu, um die Bodenfeuchtigkeit vom Gebäude abzuhalten. Von anderen Mitteln, das Eindringen von Grundwaſſer in die Kellerräume und das Feuchtwerden des Mauerwerkes etc. zu verhüten, wird noch ſpäter die Rede ſein.

b) Unterſuchung des Baugrundes.

330. Allgemeines.

Da von der Beſchaffenheit des Baugrundes zum groſsen Theile die Conſtruction und Ausführung der Fundamente abhängt, da ferner der Beſtand eines Bauwerkes weſentlich durch die richtige Gründung deſſelben bedingt iſt, erſcheint es von groſser Wichtigkeit, von vornherein die Bodenbeſchaffenheit der in Ausſicht genommenen Bauſtelle genau zu kennen. In manchen Fällen liegen in dieſer Beziehung bereits die nöthigen Erfahrungen vor, indem z. B. in der unmittelbaren Nähe der Bauſtelle bereits Gründungen ausgeführt worden ſind, oder es ſind die geologiſchen Verhältniſſe ſo einfach und untrüglich, daſs ſie einen zuverläſſigen Anhaltspunkt gewähren; alsdann ſind beſondere Vorarbeiten, welche eine eingehende Ermittelung der Bodenbeſchaffenheit bezwecken, nicht erforderlich.

Sobald jedoch ſolche Anhaltspunkte nicht vorliegen, ſind beſondere Bodenunterſuchungen vorzunehmen; dieſelben ſollten in ſolchen Fällen niemals unterlaſſen und ſtets auf das Sorgfältigſte vorgenommen werden. Nur auf Grundlage der genaueſten Unterſuchungen dieſer Art läſſt ſich die richtige Fundirungs-Methode wählen, und nur in ſolcher Weiſe laſſen ſich ſpätere Reconſtructions-Arbeiten, welche ſtets ſehr zeitraubend und koſtſpielig ſind, vermeiden; unter Umſtänden kann bloſs auf dieſem Wege dem baldigen Verfall eines Bauwerkes vorgebeugt werden.

Die Unterſuchung des Baugrundes hat die Bodenſorten feſt zu ſtellen, welche auf der Bauſtelle vorhanden ſind; hierbei genügt es nicht, bloſs die Aufeinanderfolge

---

Die Grundluft ſtrömt durch den Boden der Kellerräume in das Innere der Gebäude ein; das Emporſteigen derſelben wird ſchon durch die Gleichgewichtsſtörungen befördert, denen die Innenluft durch das Oeffnen von Thüren und Fenſtern, durch die Verſchiedenheit in der Temperatur der einzelnen Innenräume etc. unterworfen iſt, am meiſten aber durch die Einrichtungen für Heizung und Lüftung des Gebäudes, ſo wie durch die ſonſt vorhandenen Feuerſtellen, Schornſteine etc.

136) Vergl. Haselberg, E. v. Ueber den Baugrund der Wohnhäuſer. Deutſche Viert. f. öff. Geſundheitspfl. 1870, S. 35.

137) Siehe auch Theil III, Band 2 (Abth. III, Abſchn. 1, A. Kap. über »Schutz gegen Feuchtigkeit und Witterungseinflüſſe«), ſo wie Theil III, Band 5 dieſes »Handbuches« (Art. 149).

der verſchiedenen Bodenſchichten zu ermitteln; ſondern es muſs auch deren Mächtigkeit und Neigung feſt geſtellt werden. Es genügt ferner auf einer ausgedehnteren Bauſtelle nicht, nur zu unterſuchen, wie die Bodenſchichten über einander wechſeln; vielmehr muſs auch ermittelt werden, ob nicht neben einander gelegene Theile des Baugrundes gleichfalls von wechſelnder Beſchaffenheit ſind. Es kommt auf gröſseren Bauplätzen nicht ſelten vor, daſs einzelne Stellen ganz feſten, die zunächſt liegenden aber ſchlechten Boden zeigen. Man hat deſshalb auf etwas ausgedehnteren Bauſtellen die Bodenunterſuchung an mehreren Punkten vorzunehmen; man hat dieſelbe insbeſondere an ſolchen Punkten auszuführen, wo ſpäter die gröſste Belaſtung ſtattfinden wird, alſo z. B. an den Gebäudeecken, an Stellen, wo ſtark belaſtete Freiſtützen, ſchwere Maſchinen etc. zu ſtehen kommen.

Bisweilen müſſen die Bodenunterſuchungen auch auf die Umgebung der Bauſtelle ausgedehnt werden; es wird dies insbeſondere dann erforderlich, wenn nachtheilige Veränderungen des Baugrundes durch Waſſer, Rutſchungen etc. nicht ausgeſchloſſen ſind.

Zu den Bodenunterſuchungen gehört in gewiſſem Sinne auch die Ermittelung der Grundwaſſerverhältniſſe; die Kenntniſs des höchſten Grundwaſſerſpiegels iſt hauptſächlich für die Ausführung, die Kenntniſs des niedrigſten Grundwaſſerſpiegels häufig für die Conſtruction des Fundamentes maſsgebend. In gleicher Weiſe iſt bei Bauwerken an den Ufern der Flüſſe, Seen etc., eben ſo bei Bauwerken, welche in ſolchen Gewäſſern zu errichten ſind, die Kenntniſs der höchſten, mittleren und niedrigſten Waſſerſtände von Wichtigkeit.

Die Tiefe, auf welche im Hochbauweſen Bodenunterſuchungen vorgenommen werden, iſt in der Regel keine bedeutende; man wird in dieſer Beziehung nur ſelten bis 10 m gehen und nur ausnahmsweiſe die Unterſuchungen auf noch gröſsere Tiefen ausdehnen; doch dürfte man auch dann nicht leicht über 20 m gehen.

Man kennt fünf Methoden der Bodenunterſuchung, nämlich: das Aufgraben des Bodens, die Unterſuchung mit dem Sondireiſen, das Einſchlagen von Probepfählen, die Anlage von Bohrlöchern und die Probebelaſtungen.

331. Aufgraben des Bodens.

1) Aufgraben des Bodens. Dieſes iſt die ſicherſte und beſte Methode der Bodenunterſuchung. Indem man auf der Bauſtelle an verſchiedenen, paſſend gewählten Punkten Vertiefungen ausgräbt, hat man die Lage und Beſchaffenheit der Bodenſchichten, ſo wie deren Mächtigkeit deutlich vor Augen. Die Anwendung dieſes Verfahrens iſt einerſeits durch die hohen Koſten, andererſeits durch das etwaige Vorhandenſein von Waſſer beſchränkt. Durch das in letzterem Falle nothwendige Waſſerſchöpfen werden nicht nur die Koſten erhöht; es wird bei manchen Bodenarten (Kies, Sand etc.) dadurch auch die Beſchaffenheit derſelben geändert.

Bei geringerer Tiefe werden einzelne Gruben mit möglichſt ſteilen Wandungen ausgehoben; bei gröſserer Tiefe iſt man genöthigt, in bergmänniſcher Weiſe ſog. Probe- oder Verſuchsſchächte abzuteufen, nöthigenfalls auszubauen. Die Gruben müſſen eine ſolche Sohle erhalten, daſs ein bis zwei Arbeiter ſich darin bewegen können; die Schächte erfordern in der Regel eine gröſsere Grundfläche, weil in denſelben auch noch Vorrichtungen zur Emporſchaffung des ausgegrabenen Bodenmaterials angebracht werden müſſen.

332. Sondiren.

2) Sondiren[138]. Das Sondir- oder Viſitireiſen, auch Sondirnadel genannt, iſt eine Eiſenſtange von 2,0 bis 3,5 m Länge und 25 bis 45 mm Dicke, welche unten mit einer langen Spitze verſehen iſt und in den Boden eingeſtoſsen, eingedreht oder eingerammt wird. Unten, nahe an der Spitze, iſt eine Vertiefung angebracht, die mit Talg ausgefüllt wird; am oberen Ende iſt das Eiſen behufs Handhabung mit einem Knopf (Fig. 603), einem Bügel (Fig. 605) oder einem Drehhebel (Fig. 604) verſehen. Bei gröſserer Tiefe ſetzt man das Sondireiſen aus zwei oder drei Stücken zuſammen, die mit einander verſchraubt werden (Fig. 605).

[138]) Unter Sondirungen verſteht man häufig nicht nur Bodenunterſuchungen mit dem Sondir- oder Viſitireiſen, ſondern jede Art von Bodenunterſuchung.

Aus dem geringeren oder gröfseren Widerftand beim Eindringen des Sondireifens in den Boden, ferner aus dem Gefühle beim Hineinftofsen desfelben, endlich aus den Bodentheilchen, die nach dem Herausziehen des Eifens daran hängen, kann man, bei einiger Erfahrung und Uebung, auf die Befchaffenheit der durchftofsenen Bodenfchichten fchliefsen.

Fig. 603.

Fig. 604.

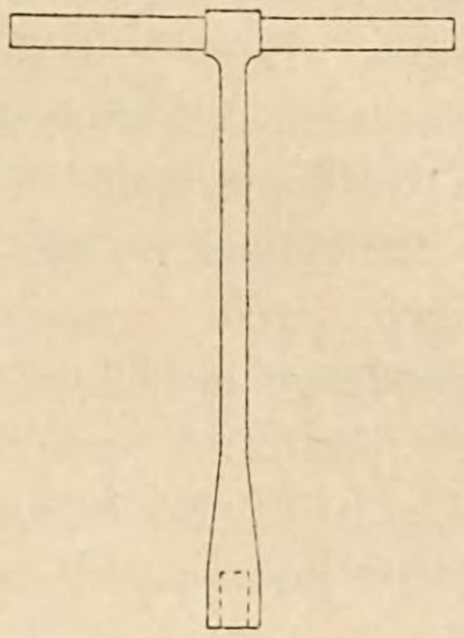
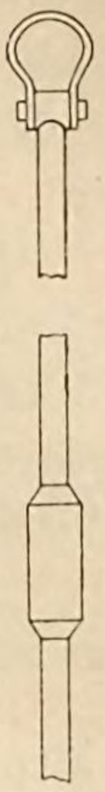


Fig. 605.



Sondireifen.

Stöfst man das Eifen in den Boden und fährt es dabei tief hinein, fo ift der Baugrund fehr weich; wenn es jedoch nur wenig eindringt, fo ift er feft. Knirfcht das Eifen beim Eindringen, fo hat es fandigen Boden erreicht. Dreht man das Eifen und ftöfst man mit dem Kopfe desfelben gegen das Erdreich, fo giebt auch der hierbei erzeugte Ton einigen Auffchlufs; ein heller Ton deutet auf feffe Bodenfchichten; ein dumpfer Ton läfft darauf fchliefsen, dafs das Eifen entweder fchon auf weiche Schichten geftofsen oder doch die nächft tiefere Schicht weich ift.

Die Bodenunterfuchung mit dem Sondireifen wird in vielen Fällen als einziges Unterfuchungsverfahren benutzt; fie kann aber auch mit grofsem Vortheil Verwendung finden, wenn man bereits durch Aufgraben eine feffe Bodenfchicht gefunden hat und fich von der Mächtigkeit derfelben, bezw. von der Befchaffenheit der tiefer liegenden Schichten überzeugen will. Das Sondiren kann auch dann ausgeführt werden, wenn der zu unterfuchende Baugrund unter Waffer fteht. Man benutzt für diefen Fall wohl auch Sondirnadeln, die in verfchiedenen Höhen mit fog. Tafchen verfehen find, d. i. mit Oeffnungen, welche durch die ganze Dicke des Eifens hindurchgehen und die fich mit den Erdtheilchen der durchftofsenen Schichten anfüllen.

333. Einfchlagen von Probepfählen.

3) Einfchlagen von Probepfählen. Diefe Methode ift nur eine etwas abgeänderte Anwendung des Sondireifens. Aus dem langfamen oder fchnellen Eindringen des Pfahles bei einer gewiffen Anzahl von Rammfchlägen, bei einem beftimmten Gewicht und einer beftimmten Fallhöhe des Rammbären, urtheilt man über die Feftigkeit des Baugrundes. Man wendet diefes Verfahren namentlich dann an, wenn man glaubt annehmen zu dürfen, dafs eine Pfahlgründung nothwendig werden wird; man erfährt alsdann, wie lang die anzuwendenden Pfähle fein müffen, welches Gewicht der Rammbär, wie grofs feine Fallhöhe etc. fein mufs.

334. Erdbohrungen.

4) Erdbohrungen. Bodenunterfuchungen, welche durch Anlage von Bohrlöchern vorgenommen werden, geftatten die gröfste Tiefe. Sie kommen defshalb namentlich dann zur Anwendung, wenn es auf eine genaue Kenntnifs der Befchaffenheit der einzelnen Schichten ankommt, und wenn die Unterfuchung auf eine gröfsere Tiefe ausgedehnt werden foll.

Die Bohrlöcher, die mittels der fog. Erdbohrer ausgeführt werden, erhalten 7 bis 15 cm Weite und überfteigen, wie fchon angedeutet wurde, für die vorliegenden Zwecke felten 20 m Tiefe [139]).

Mit Hilfe des Bohrers oder mittels anderer Hebevorrichtungen holt man aus dem Bohrloch das gelöste Bodenmaterial hervor und lernt hierdurch, fo wie durch die erreichte Bohrlochtiefe die Bodenbefchaffenheit kennen.

Bei der Ausführung der Bohrarbeit ift entweder eine drehende oder eine ftofsende,

---

[139]) Für andere Zwecke, wie z. B. für artefifche Brunnen, bergmännifche Zwecke etc., werden viel weitere (50 cm und darüber) Bohrlöcher angewendet und fehr bedeutende Tiefen (1200 m und mehr) erreicht.

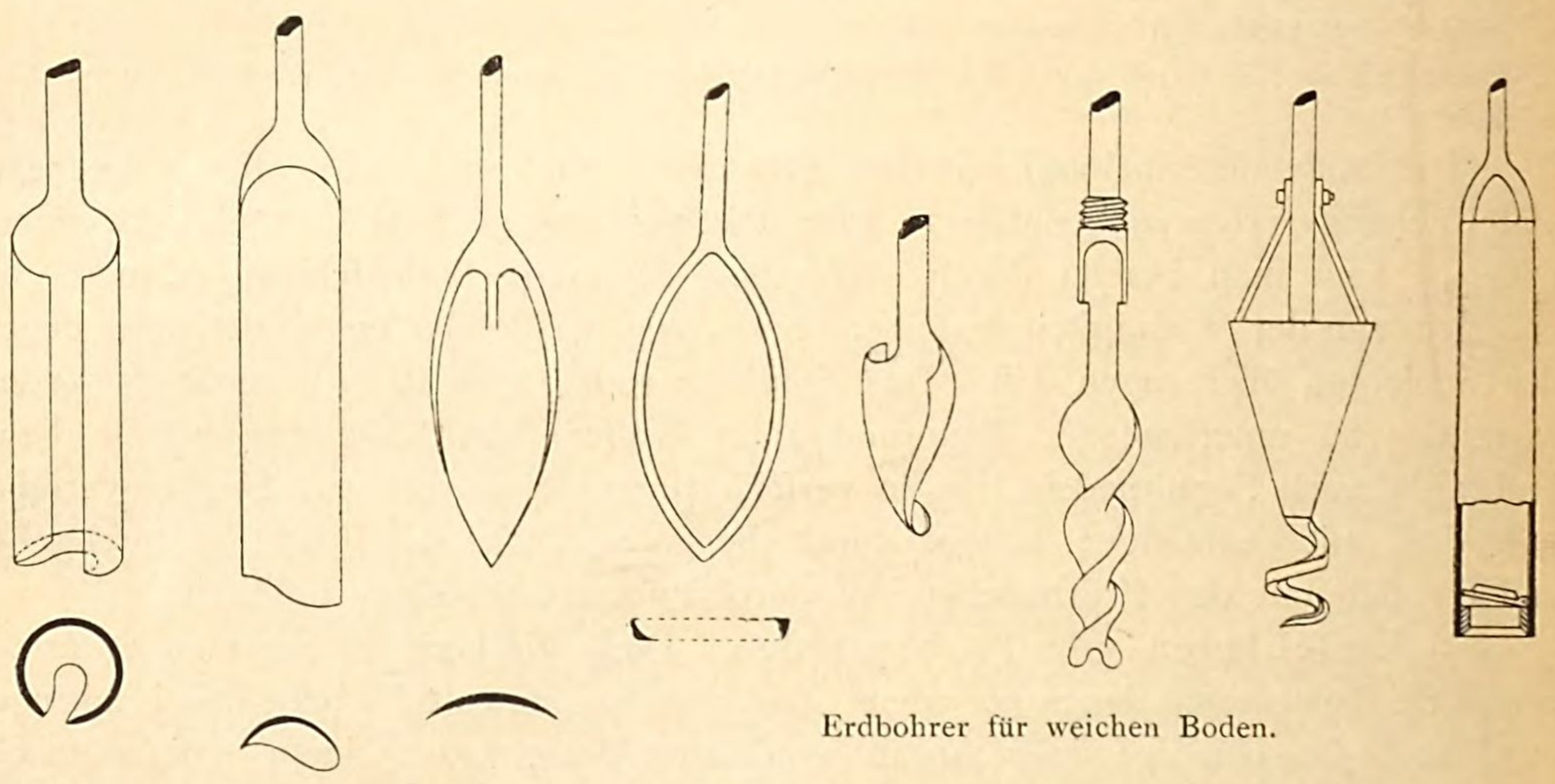
bezw. frei fallende Bewegung des Bohrers erforderlich. Die drehende Bewegung erfordert immer ein ſteifes und ſtarkes Geſtänge; für die ſtoſsende und frei fallende Bewegung genügt ein ſchwächeres Geſtänge, welches auch durch ein Seil erſetzt werden kann. Das Freifallbohren kommt nur bei gröfseren Bohrlochtiefen in Frage, wird deſshalb im Nachſtehenden nicht weiter berückſichtigt werden.

Die Erdbohrtechnik hat ſich in ſo mannigfaltiger Geſtalt entwickelt und eine ſo groſse Bedeutung im Bergbau und im Bauweſen erreicht, daſs ſie ſich zu einem ſelbſtändigen Fache ausgebildet hat. Im vorliegenden »Handbuch« können nur einige Grundzüge derſelben wiedergegeben werden; im Uebrigen muſs auf die einſchlägige Literatur [140]) verwieſen werden.

335. Drehbohren in weichem Boden.

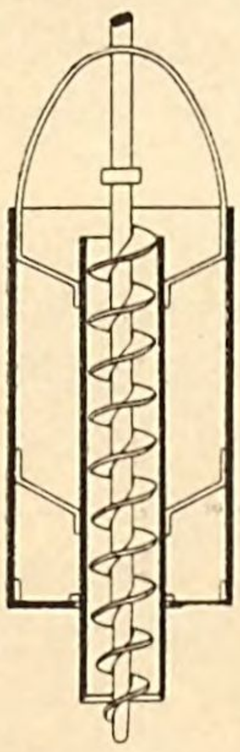
α) Drehbohren in weichem Boden. Für weichere und lockere Bodenarten werden meiſt Bohrer verwendet, welche eine cylindriſche, ſchaufelförmige oder löffelartige Geſtalt haben; ſeltener kommen becherförmige, pumpenartige und anders geſtaltete Bohrer zur Benutzung. Ihr Durchmeſſer beträgt 10 bis 15 cm.

Fig. 606. Fig. 607. Fig. 608. Fig. 609. Fig. 610. Fig. 611. Fig. 612. Fig. 613.



Erdbohrer für weichen Boden.

Fig. 614.



Der Schaufelbohrer (Fig. 606 u. 607) beſteht aus einem hohlen, ſeitlich aufgeſchlitzten Cylinder, der, je nach dem Zuſammenhange der zu erbohrenden Bodenart, mehr oder weniger geſchloſſen iſt und deſſen Boden, bezw. deſſen Unterkante ſchraubenartig geſtaltet iſt. Der Bohrlöffel (Fig. 608 u. 609) hat eine löffelförmige Geſtalt und wird in fettem Boden verwendet, aus welchem er beim Drehen dünne Schalen abſchneidet. Aehnlich, jedoch vortheilhafter wirkt der Schneckenbohrer (Fig. 610), iſt aber ſchwerer herzuſtellen. Der mit ſteileren oder flacheren Schraubenwindungen verſehene Schlangenbohrer (Fig. 611) wird nach dem Eindrehen lothrecht empor gehoben, wobei er etwas Bodenmaterial mitnimmt. Iſt in naſſem Sande zu bohren, ſo verwendet man entweder den nach Fig. 613 geſtalteten Sandlöffel oder aber Sandpumpen, welche eben ſo wie die gewöhnlichen Kolbenpumpen eingerichtet ſind; ſeltener kommt der Sandbecher (Fig. 612), in welchen der erbohrte, naſſe Sand von oben hineinſtürzt, und die Sandſchraube (Fig. 614) zur Anwendung.

140) Fromman, C. W. Die Bohrmethode der Chineſen oder das Seilbohren. Coblenz 1835.
Kind, C. G. Anleitung zum Abteufen der Bohrlöcher. Luxemburg 1842.
Rost, G. H. A. Deutſche Bergbohrer-Schule. Thorn 1843.
Beer, A. H. Erdbohrkunde. Prag 1858.
Degoussée, M. et Ch. Laurent. *Guide du ſondeur ou traité théorétique et pratique des ſondages.* 2e édit. Paris 1861.

Das Geſtänge beſteht meiſt aus im Querſchnitt quadratiſchen Stangen von geſchmiedetem Eiſen, die nur ſelten über 6 m Länge erhalten; die einzelnen Stangen werden durch Verſchraubung oder mittels Schwalbenſchwänze mit einander verbunden. Man hat aber auch hölzerne Geſtänge und ſolche aus gezogenen Eiſenrohren angewendet.

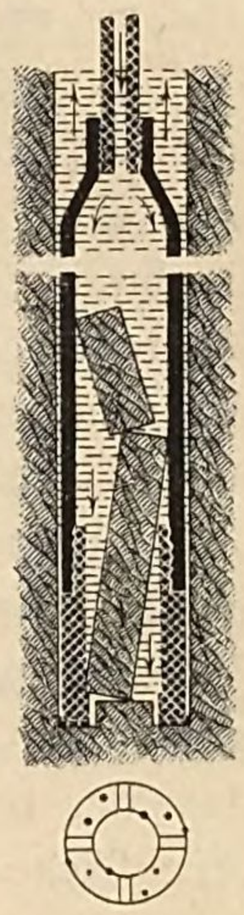
Das Drehen des Geſtänges geſchieht in der Regel durch einen hölzernen oder eiſernen Drehhebel, der am oberſten Stück des Geſtänges mittels Schrauben oder Keile befeſtigt wird.

In lockerem Boden müſſen die Bohrlochwandungen durch Ausfütterung gegen das Zuſammenſtürzen geſichert werden. In demſelben Maſse, als das Bohrloch vorwärts ſchreitet, treibt man ſog. Futterrohre (durch Einrammen oder durch todten Druck) ein. Dies ſind bisweilen hölzerne gebohrte Rohre oder hölzerne Kaſtenrohre; häufiger ſind es gufseiſerne, meiſtens aber aus Eiſenblech zuſammengenietete Rohre.

336. Drehbohren in ſteinigem Boden.

β) Drehbohren in ſteinigem Boden. Für ſteinigen Baugrund kommen Röhrenbohrer zur Anwendung, deren Krone entweder mit 8 bis 10 ſtählernen Meiſselzähnen oder mit 8 bis 12 ſchwarzen Diamanten beſetzt iſt (Fig. 615).

Fig. 615.



Diamantbohrer.

Bohrer und Geſtänge ſind röhrenförmig; durch den Hohlraum wird Druckwaſſer bis auf die Sohle des Bohrloches eingeführt; daſſelbe ſteigt zwiſchen Röhre und Bohrlochwand in die Höhe und fördert dabei das Bohrmehl empor.

Die erſte Anwendung von Diamanten zum Geſteinsbohren ſcheint *Leſchot* gemacht zu haben; in Amerika und durch den engliſchen Capitän *Beaumont* wurde dieſe Methode, welche auch engliſche Bohrmethode heiſst, weſentlich vervollkommnet.

Das Geſtänge wird am beſten aus Stahlrohren von 5 bis 6 cm Durchmeſſer und ca. 2,5 m Länge gebildet; die Verbindung der einzelnen Stücke mit einander geſchieht durch Muffen von gleichem oder von gröſserem Durchmeſſer.

Durch beſondere maſchinelle Einrichtungen wird das Geſtänge in ſchnelle Drehung (100 bis 200 Umdrehungen in der Minute) verſetzt und hierbei ein ringförmiges Bohrloch gebildet. Im Hohlraum des Bohrers bleibt ein Geſteinskern ſtehen; ſobald dieſer eine gröſsere Länge erreicht hat, läſst man das Geſtänge leer laufen, wobei der Kern vom letzteren, in Folge der Centrifugalkraft, abgebrochen wird. Alsdann kann man denſelben hervorholen.

Ein groſser Vorzug dieſer Bohrmethode iſt in der Gewinnung fortlaufender Geſteinskerne zu ſuchen, aus denen man nicht nur ganz genau die Gebirgsart, ſondern auch das Einfallen der Schichten erkennen kann. Dieſem Vortheil ſtehen die hohen Koſten des Bohrbetriebes gegenüber.

337. Stoſsbohren.

γ) Stoſsbohren. In felſigem und anderem ſteinigen Boden können Bohrlöcher auch in der Weiſe hergeſtellt werden, daſs man meiſselartig geſtaltete Bohrer ſtoſsweiſe auf das Geſtein einwirken läſst; die losgelösten Steinſplitter, der ſog. Bohrſchmand, wird mittels beſonderer Vorrichtungen (Bohrlöffel) hervorgeholt.

Gätzschmann. Die Aufſuchung und Unterſuchung von Lagerſtätten nutzbarer Materialien. 2. Aufl. Leipzig 1866.

Serlo, A. Bergbaukunde. 2. Aufl. 1. Band. Berlin 1873. S. 50.

Stoz, W. Bohrapparat für jedes Gebirge, jede Tiefe und Weite der Bohrverſuche bei Gewinnung von fortlaufenden Gebirgskernen. Stuttgart 1876.

Fauck, A. Anleitung zum Gebrauche des Erdbohrers. Leipzig 1877.

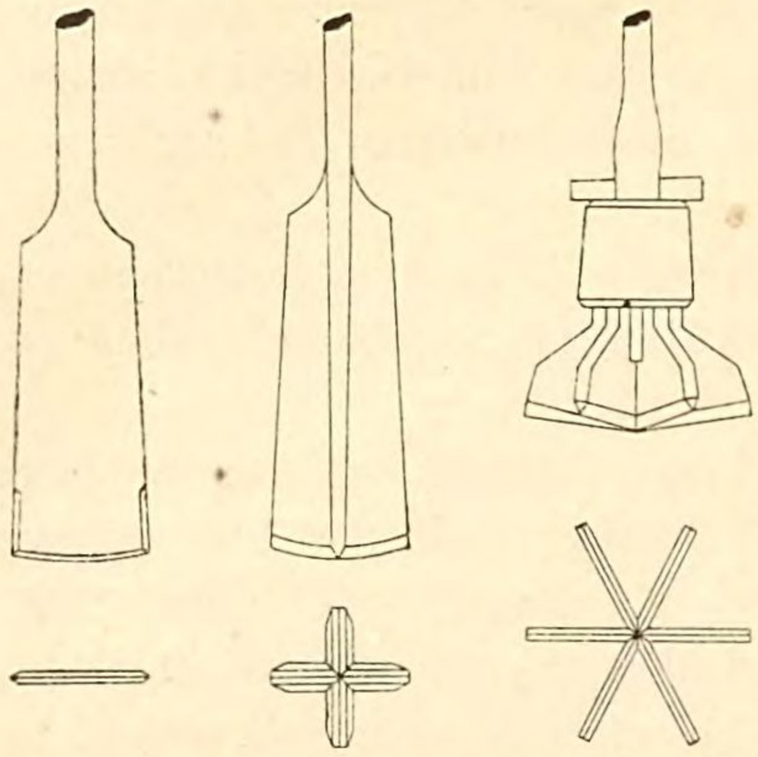
Strippelmann, L. Die Tiefbohrtechnik im Dienſte des Bergbaus und der Eiſenbahntechnik. Halle 1877.

Geisendorfer. *Appareils de ſondage*. Paris 1881.

Romain, A. *Nouveau manuel du ſondeur etc.* Paris 1881.

Fauck, A. Fortſchritte in der Erdbohrtechnik. Leipzig 1885.

Fig. 616. Fig. 617. Fig. 618.



Stofsbohrer.

Am häufigften wird der einfache Meifselbohrer (Fig. 616) angewendet; doch wird auch der Kolbenbohrer mit mehreren fich kreuzenden Schneiden (Fig. 617 u. 618) und der Kronenbohrer nicht felten benutzt, namentlich wenn einzelne feftere und gröfsere Steine zertrümmert werden follen.

Das Geftänge ift ähnlich, wie das unter α befchriebene, eingerichtet; nur kann es hier etwas fchwächer gehalten werden. Die Schläge werden in der Weife ausgeführt, dafs man über Tag das Geftänge um ein beftimmtes Stück hebt und alsdann fallen läfft. Nach jedem Schlage wird der Bohrer etwas gedreht (gefetzt), damit er ftets neue Stellen des Gefteines trifft.

Zu diefem Ende mufs über Tag ein befonderes Bohrgerüft errichtet werden, welches das Hervorholen und Hinablaffen des Geftänges, fo wie das Ausführen der Schläge geftattet; letzteres kann durch Menfchenhand oder durch Mafchinen gefchehen.

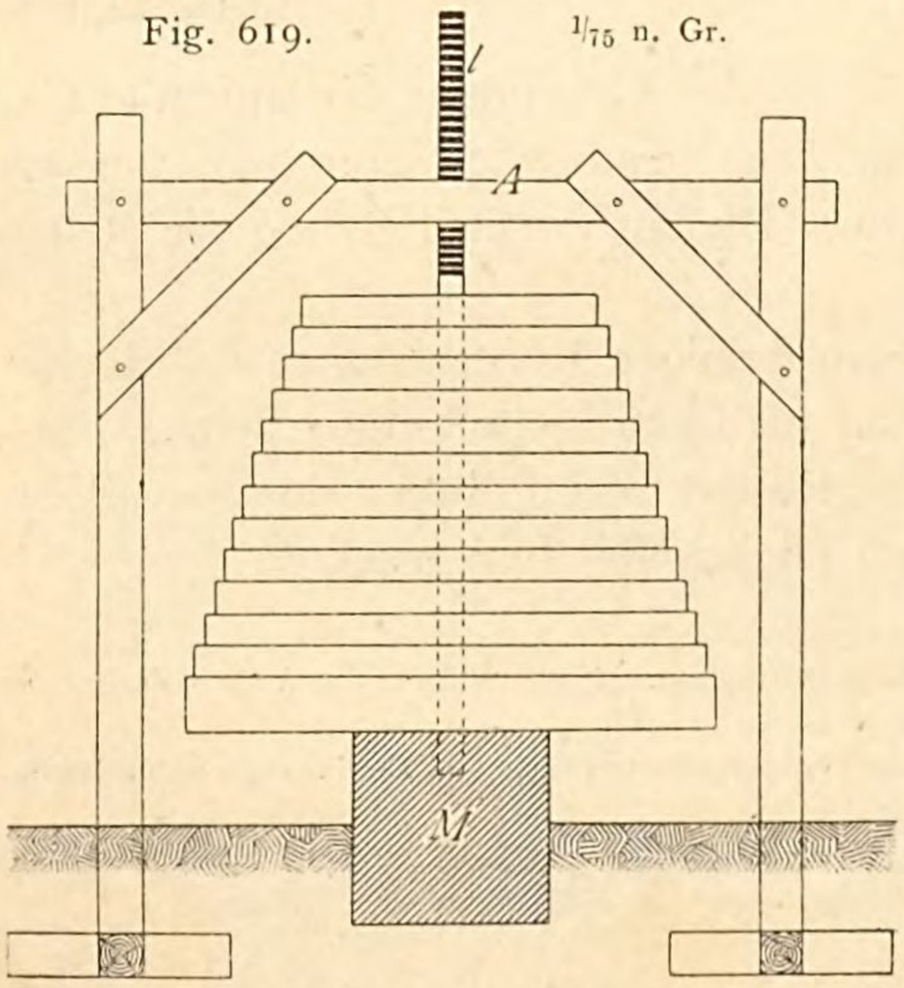
Bei der fog. dänifchen Bohrmethode wird mit hohlem Geftänge unter Waffer zufluf von oben gebohrt, und zwar mit kleinen Meifselbohrern von 5 bis 7 cm Durchmeffer.

δ) Seilbohren. Das Bohren mit fteifem Geftänge hat den grofsen Nachtheil, dafs bei jedesmaligem Hervorholen und Hinablaffen des Bohrers das Geftänge in feine einzelnen Theile zerlegt, bezw. aus denfelben zufammengefetzt werden mufs; hierdurch ift ein grofser Zeitverluft bedingt. In Folge deffen hat man mehrfach ftatt des fteifen Geftänges ein Seil angewendet, welches auf einer wagrechten Welle auf- und abgewunden wird; doch ift auch die Seil- oder Jenenfifche Bohrmethode mit wefentlichen Uebelftänden behaftet, fo dafs fie keine allgemeine Verbreitung gefunden hat.

338. Probebelaftungen.

5) Probebelaftungen dienen zur Ermittelung der Tragfähigkeit einer Bodenfchicht. Nach Ausfchachtung der Baugrube belaftet man die Sohle in geeigneter Weife fo lange, bis der Baugrund nachzugeben anfängt. Alsdann läfft man die Belaftung fo lange darauf ruhen, bis kein weiteres Einfinken ftattfindet. Aus dem Mafs des beobachteten Einfinkens, aus der Gröfse der Belaftung und der Gröfse der Druckfläche läfft fich die Beanfpruchung für die Flächeneinheit berechnen.

Fig. 619. $^1/_{75}$ n. Gr.



Probebelaftung.

Die Belaftung wird meift in der Weife durchgeführt, dafs man Bohlen oder gröfsere, regelmäfsig bearbeitete Steine auf die Sohle der Baugrube legt und darauf fchwere Gegenftände, wie Baumaterial, Eifenfchienen, Bleibarren etc., auf bringt. *Lehmann* empfiehlt[141]), um ficherere Ergebniffe zu erzielen, nachftehendes Verfahren. Man fchachte auf der den Baugrund vorausfichtlich bildenden Bodenfchicht eine quadratifche Grube von etwa 1 m Seitenlänge und 40 bis 50 cm Tiefe aus, ebne die Grube forgfältig ein und ftelle darin einen Mauerklotz M (Fig. 619) von Klinkern oder lagerhaften, möglichft grofsen Bruchfteinen in Cementmörtel her mit thunlichft ebenen Flächen und fo hoch, dafs derfelbe etwa 40 bis 50 cm aus der mit feft zu ftampfendem Boden wieder gefüllten Grube hervorragt. In der oberften Schicht mauere man eine im oberen Theile mit einer Scala verfehene Latte l ein und errichte über dem Mauerkörper ein Gerüft nach Fig. 619, an deffen wagrechtem

141) In: Deutfche Bauz. 1881, S. 403.

Querſtück *A* man das Maſs des Einſinkens beobachten kann. Ueber den Mauerkörper ſtrecke man Bahnſchienen oder ſtarke Bauhölzer, auf welche die Belaſtung vorſichtig aufgebracht wird. Durch das Hinabgehen der Latten-Scala wird das Einſinken in den Boden deutlich erſichtlich.

Eine Probebelaſtung kann auch zu dem Zwecke vorgenommen werden, um zu ermitteln, ob ein beſtimmter Baugrund eine gewiſſe Laſt mit Sicherheit zu tragen im Stande iſt. Man bringt das Anderthalbfache bis Zweifache der künftigen Laſt auf, läſſt die Probelaſt möglichſt lange ruhen, etwa einen Winter, und beobachtet während dieſer Zeit genau die eintretenden Senkungen. Aus dem Maſs der letzteren, aus ihrer allmähligen Abnahme etc. gewinnt man Anhaltspunkte zur Beurtheilung der Tragfähigkeit des fraglichen Baugrundes.

Indeſs ſind ſolche Unterſuchungen niemals ganz zuverläſſig, am allerwenigſten bei elaſtiſchem Boden. Nimmt man noch hinzu, daſs ein derartiges Verfahren auch zeitraubend und koſtſpielig iſt, ſo iſt Grund genug vorhanden, dieſe Methode nur wenig in Anwendung zu bringen.

c) Verbeſſerung ſchlechten Baugrundes.

Ein ſchlechter Baugrund, der in Folge zu groſser Preſsbarkeit oder in Folge ſtarken ſeitlichen Ausweichens nicht geeignet iſt, dem Druck eines darauf zu errichtenden Gebäudes zu widerſtehen, kann unter Umſtänden und innerhalb gewiſſer Grenzen verbeſſert [142]), d. h. wenig nachgiebig gemacht werden.

Will man die zu groſse Preſsbarkeit einer Bodenart herabmindern, ſo wird in der Regel eine künſtliche Dichtung derſelben vorgenommen; nur ſelten kommen andere Mittel zur Anwendung. Die wichtigſten hierher gehörigen Methoden ſind die folgenden.

339. Todte Laſt.

1) Man bringt eine gröſsere todte Laſt auf die Baugrubenſohle. Die letztere wird zunächſt mit einer Bohlenlage bedeckt, und auf dieſe werden groſse Steine, alte Eiſenbahnſchienen oder andere ſchwere Gegenſtände in thunlichſt gleichmäſsiger Weiſe ausgebreitet. Wenn auch auf dieſe Weiſe ein geringes Zuſammenpreſſen des Baugrundes erzielt werden kann, ſo iſt der Erfolg im Allgemeinen doch ein wenig nennenswerther. (Vergl. auch das im vorhergehenden Artikel über Probebelaſtungen Geſagte.)

340. Rammen.

2) Etwas beſſer wirkt bei gewiſſen Bodenarten das Abrammen der Sohle der Baugrube. Dazu dient die gewöhnliche Handramme, die je nach dem Gewichte von 2 bis 4 Mann gehandhabt wird. Wirkſamer, wenn auch theuerer, würde ein Abwalzen der Baugrubenſohle ſein, welches mit Hilfe von ſchweren Steinwalzen oder von mit Sand, event. mit Waſſer gefüllten Eiſenwalzen (ähnlich wie im Straſsenbau) vorgenommen werden könnte. Allein auch der Erfolg des Rammens, bezw. Walzens iſt ein verhältniſsmäſsig geringer, da die Dichtung des Bodens nur auf eine ſehr geringe Tiefe hervorgebracht wird; in der Tiefe des Grundwaſſerſpiegels iſt die Wirkung ganz abgeſchwächt. Durchweichter Lehm- und Thonboden, lockerer Sandboden etc. können auf dieſe Weiſe niemals gedichtet werden.

341. Begieſsen mit Waſſer.

3) Loſe aufgeſchüttete Schichten von groberem Sand oder feinerem Kies können dadurch widerſtandsfähiger gemacht werden, daſs man denſelben in vorſichtiger und

142) Unter »Verbeſſerung ſchlechten Baugrundes« ſollen im Vorliegenden nicht etwa dieſelben Einrichtungen und Verrichtungen verſtanden werden, die man in einigen Theilen Deutſchlands und in manchen Büchern und Zeitſchriften unter dem Namen »künſtliche Befeſtigung des Baugrundes« zuſammenfaſſt. Unter der letzteren, wenig zweckmäſsigen Bezeichnung werden nicht nur die Mittel verſtanden, die dazu dienen, ſtark nachgiebigen Baugrund weniger nachgiebig zu machen, ſondern auch Fundament-Conſtructionen, wie Schwellroſte, Pfahlroſte etc. Letztere ſollten indeſs niemals als Mittel zur Befeſtigung des Baugrundes angeſehen werden; vielmehr ſind dies entweder die Fundamente ſelbſt oder doch der weſentlichſte Theil derſelben. Vergl. die Begriffsbeſtimmung des »Fundamentes« in Art. 320 (S. 231).

ausgiebiger Weife Waffer zuführt. Hierdurch werden die einzelnen Körner näher an einander gefchoben und die Zwifchräume kleiner.

342. Einrammen von Schutt etc.

4) Bei den meiften weichen Bodenarten, felbft bei durchweichtem Lehm- und Thonboden und bei Triebfand, läfft fich ein nennenswerthes Ergebnifs erzielen, wenn man in den Baugrund mehrere Lagen von Baufchutt oder Steinfchlag einrammt. Es gefchieht dies mit Hilfe fchwerer Handrammen oder beffer mit einfachen Zugrammen, deren Gerüft auf dem Terrain, zu beiden Seiten der Baugrube, aufgeftellt wird und deren Rammklotz ein Gewicht von 100 bis 150 kg hat.

Es wird zunächft eine 25 bis 30 cm dicke Schicht von Baufchutt, Steinfchlag, Wacken etc. auf der Sohle der Baugrube ausgebreitet und diefe fo lange gerammt, bis zwifchen den Steinbrocken das lockere Bodenmaterial hervorquillt. Hierauf wird eine zweite, erforderlichen Falles noch eine dritte, eben fo dicke Schicht aufgebracht und gleichfalls feft gerammt. Man hat für eine auf diefe Weife gebildete Schicht wohl auch die wenig glückliche Bezeichnung »Ramm-Beton« gewählt.

Bei Gründungen am und im Waffer darf diefes Verfahren niemals angewendet werden, felbft dann nicht, wenn das Fundament von einer Spundwand umfchloffen wird.

343. Einrammen von Steinen.

5) Das eben befchriebene Verfahren führt zu einem noch günftigeren Ergebnifs (namentlich bei durchweichtem Lehm- und Thonboden), wenn man ftatt kleinerer Steinbrocken gröfsere (mindeftens fauftgrofse) Steine in den Boden einrammt. Am beften ift es, die Steine hochkantig auf die Sohle der Baugrube zu ftellen und diefes Rollfchicht-Pflafter mit Hilfe einer Zugramme feft zu ftampfen.

344. Einrammen von Pfählen.

6) Die Dichtung des Baugrundes kann in noch höherem Mafse erzielt werden, wenn man Pfähle von etwa 1 bis 2 m Länge in denfelben einfchlägt. Je näher die einzelnen Pfähle an einander geftellt werden, defto ausgiebiger wird die Dichtung des Bodenmaterials; man kann diefelbe fo lange fteigern, als nicht durch das Einrammen eines neuen Pfahles andere herausgetrieben werden. Es ift hierbei darauf zu achten, dafs die Pfähle ftets unter dem Grundwafferfpiegel bleiben.

Diefes Verfahren ift zwar in feinem Erfolge günftig, verurfacht jedoch grofse Koften.

345. Sandpfähle.

7) Die Koften des eben befchriebenen Verfahrens laffen fich etwas herabmindern, wenn man den Pfahl, nachdem man ihn eingerammt hat, wieder herauszieht und den zurückgebliebenen Hohlraum mit reinem Sande ausfüllt. Obwohl durch derlei Füll- oder Sandpfähle gleichfalls eine nicht unbedeutende Dichtung des Baugrundes erlangt werden kann, fo find doch die Koften dem unter 6 angeführten Verfahren gegenüber nicht wefentlich geringer, weil das Ausziehen der eingerammten Pfähle einen grofsen Kraftaufwand erfordert.

Füll- oder Sandpfähle laffen fich auch als mit Sand gefüllte Bohrlöcher auffaffen; fie unterfcheiden fich jedoch von den gewöhnlichen Bohrlöchern dadurch, dafs der Inhalt eines Loches nicht herausgefördert, fondern feitlich verdrängt und an deffen Stelle reiner Sand eingebracht wird. Man hat wohl auch ftatt der Holzpfähle eiferne Röhrenpfähle angewendet, wenn der Boden fo locker ift, dafs beim Herausziehen des Holzpfahles das Loch fich wieder fchliefst. Derlei Pfähle werden aus Blechrohren gebildet, die am unteren Ende einige Schraubengänge tragen. Mit Hilfe der letzteren wird der Pfahl in den lofen Boden eingedreht. Nunmehr führt man in den Hohlraum des Pfahles Waffer ein, das durch eine unten angebrachte Klappe ausfliefst. Beim Zurückdrehen des Pfahles füllt das Waffer das Bohrloch aus und verhütet den Rücktritt des verdrängten Bodens.

346. Verfteinerung.

8) Um Triebfand tragfähig zu machen, ift auch fchon der Gedanke angeregt worden, durch Zuführung geeigneter Flüffigkeiten den Sandboden auf chemifchem Wege in eine fteinartige Maffe zu verwandeln.

Man könnte in den Triebfand durchlöcherte Eifenrohre einfenken und die betreffende Flüffigkeit

einpreſſen; man könnte in ſolcher Weiſe unbrauchbaren Baugrund mittels Einſpritzen einer erhärtenden Flüſſigkeit in Stein verwandeln [143]).

347. Entwäſſerung.

9) Naſſe Lehm- und Thonſchichten laſſen ſich am beſten durch eine vollſtändige und dauernde Entwäſſerung tragfähig machen. Meiſtens wird eine ſolche Entwäſſerung mittels der ſog. Drainage vorgenommen.

348. Drainirung.

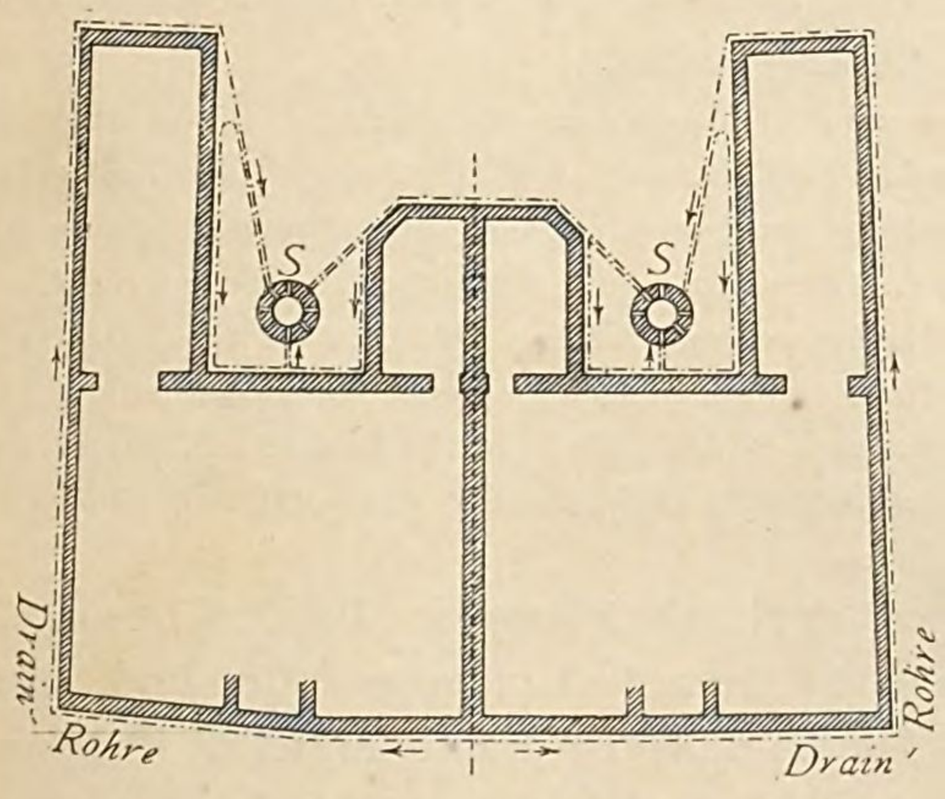
Letztere geſchieht mit Hilfe von Sickergräben oder mittels der bekannten, zur Wieſen-Drainage verwendeten Drainrohre oder durch beide Mittel zugleich.

Die Sickergräben (auch Drains genannt) ſind oben geſchloſſene Gräben, welche das Waſſer aus dem Boden aufzuſaugen und abzuführen haben. Man füllt dieſe Gräben entweder mit rundlichen Steinen (von 5 bis 6 cm Durchmeſſer) aus, wodurch die ſog. Steinfilter entſtehen; oder man verwendet die bekannten Drainrohre (Thonrohre von etwa 25 cm Länge, die ohne weitere Verbindung ſtumpf an einander gelegt werden), wie ſie zur Wieſenentwäſſerung benutzt werden. Die Steinfilter erhalten ein Sohlengefälle von mindeſtens 1 : 150; beſſer iſt es bis 1 : 100 zu gehen; die Sohlenbreite, welche von der Menge des abzuführenden Waſſers abhängt, beträgt 25 bis 30 cm. Die Drainrohre müſſen ein um ſo ſtärkeres Gefälle erhalten, je enger ſie ſind; daſſelbe iſt mit 1 : 200 bis 1 : 50 zu wählen. Die Weite der Drainrohre, die ſich gleichfalls nach der abzuführenden Waſſermenge richtet, beträgt 2,5 bis 10 cm; doch genügt meiſt eine Weite von 5 cm. Drainrohre ſind dort beſonders zweckmäſsig, wo der Boden durchläſſig iſt; bei weniger durchläſſigem Boden ſaugt ein Steinfilter mehr Waſſer auf. Wenn die waſſerführende Schicht eine gröſsere Mächtigkeit hat, ſo kann man auch Steinfilter und Drainrohre gleichzeitig in Anwendung bringen; das Steinfilter führt alsdann den Drainrohren das Waſſer zu.

Iſt der Boden nur wenig naſs, ſo genügen einzelne Sickergräben, die in angemeſſener Entfernung von einander angeordnet und hauptſächlich längs der Auſsen- (Fundament-) Mauern des betreffenden Gebäudes angelegt werden. Iſt ein gröſseres Grundſtück, deſſen Boden ſtark durchnäſſt iſt, zu entwäſſern, ſo ordnet man einen Hauptdrain an, von dem Seitendrains ausgehen; von den letzteren können unter Umſtänden wiederum Saugdrains abzweigen. Der Hauptdrain folgt entweder der Richtung der ſtärkſten Durchnäſſung oder der Richtung des ſtärkſten Gefälles.

Das durch die Drainrohre geſammelte und nach einem paſſend gewählten, tief gelegenen Punkte geleitete Waſſer wird,

Fig. 620.

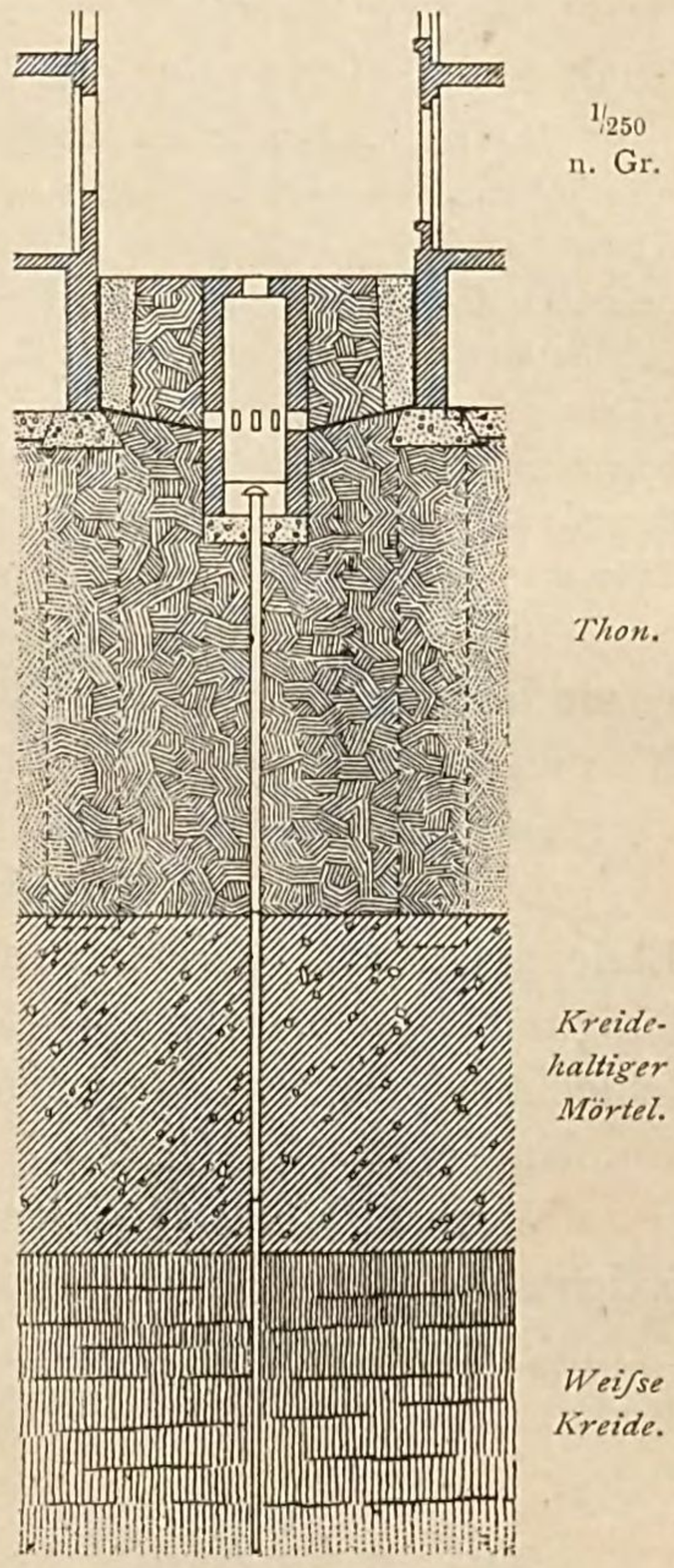


Grundplan. — 1/500 n. Gr.

Entwäſſerung des Baugrundes beim Bau zweier Häuſer zu Paſſy [144]).

Arch.: *Lethorel.*

Fig. 621.



Schnitt durch einen Entwäſſerungsſchacht.

143) Siehe hierüber: Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 344.

144) Nach: *Semaine des conſt.*, Jahrg. 9, S. 90, 91.

wenn ein geeigneter natürlicher Sammler vorhanden ift, nach dieſem geführt; ſonſt muſs man Brunnen anlegen, welche das geſammelte Waſſer aufnehmen [145]).

349. Beiſpiel. Zur Erläuterung des Geſagten ſei [144]) hier die von *Lethorel* bei der Gründung von zwei Häuſern in Paſſy angewendete, durch Fig. 620 u. 621 veranſchaulichte Entwäſſerungs-Anlage vorgeführt.

Der tragfähige Baugrund beſteht in dieſem Falle aus einer undurchläſſigen Thonſchicht; ſobald dieſelbe vom Waſſer erweicht wird, wird ſie vollſtändig nachgiebig. Es muſſte deſshalb das einſickernde Meteorwaſſer und das Waſſer der Umgebung von der Thonſchicht fern gehalten werden.

Zu dieſem Ende iſt für jedes der beiden auf Senkbrunnen fundirten Häuſer je ein Entwäſſerungsſchacht *S* angelegt worden, der in ſeinem oberen Theile waſſerdicht gemauert iſt; von der gleichfalls waſſerdichten Sohle dieſes gemauerten Vorſchachtes ſind eiſerne Rohre von 20, 16 und 12 cm abgeſenkt, und zwar bis in die Kreideſchicht; die unterſten Rohrſtücke ſind durchlöchert, und das Waſſer verſickert im Boden. Das oberſte Rohrſtück ragt über der Vorſchachtſohle hervor, ſo daſs rings um daſſelbe eine Art Schlammfang entſteht. Sämmtliche Aufsenmauern der beiden Häuſer ſind, ſo weit ſie vom Erdreich begrenzt ſind, durch einen waſſerdichten Mörtelputz geſchützt. An letzteren anſchlieſsend wurde ringsum ein 40 cm weiter Entwäſſerungsgraben angelegt, deſſen Sohle von einer Hammerſchlag-Beton-Schicht gebildet wird; auf letztere kommen die das ganze Gebäude umziehenden Drainrohre zu liegen; ſchlieſslich iſt der Graben mit trockenem Hammerſchlag zugefüllt. Die Drainrohre ſind im Gefälle von 1 : 50 verlegt und nach den beiden Entwäſſerungsbrunnen geführt.

Das von der Straſsen- und Hofoberfläche einſickernde, eben ſo das von den Hausgärten zuſtrömende Waſſer wird durch die beſchriebene Anlage abgefangen, bevor es an die Kellermauern gelangt. Um auch ein Eindringen des Waſſers durch die Kellerſohle zu verhüten, iſt auf derſelben zunächſt ein 25 cm dickes Sandbett ausgebreitet und über dieſem eine 40 cm dicke Beton-Schicht ausgeführt.

350. Städtiſche Canaliſation. Eine Drainirung des Baugrundes iſt auch in gröſseren Städten das vortheilhafteſte Mittel, wenn man einen zu hohen Grundwaſſerſpiegel ſenken, bezw. einen wechſelnden Grundwaſſerſtand fixiren will. Am vollkommenſten erreicht man den beabſichtigten Zweck, wenn man dieſe Drainirung an die Canaliſation der betreffenden Stadt anſchlieſst, bezw. mit Hilfe derſelben vornimmt.

In den meiſten Fällen genügt die Anlage eines ſachgemäſsen unterirdiſchen Canalnetzes mit entſprechenden Hausanſchlüſſen allein, um das Fundament-Mauerwerk der Häuſer und die Kellerräume derſelben trocken zu erhalten und dem die Verweſung organiſcher Stoffe begünſtigenden Schwanken des geſenkten Grundwaſſerſtandes ein Ende zu machen. Wenn man die Baugruben, in denen die Canäle ausgeführt werden, in einer gewiſſen Höhe mit Kies oder grobem Sande verfüllt, ſo entſteht längs der Canalwände ein zuſammenhängendes Netz von durchläſſigen Sickeranlagen, welche Waſſer aufnehmen, daſſelbe, indem ſie dem Gefälle der Canäle folgen, abführen und es ſchlieſslich an die Canäle ſelbſt oder an andere Sammler abgeben. Näheres über dieſen Gegenſtand iſt in Theil III, Band 5 dieſes »Handbuches« (Abth. IV, Abſchn. 5, B, Kap. 7, a, Art. 136 u. 149) zu finden.

351. Quellen. Iſt eine Quelle vorhanden, welche die Durchnäſſung des Bodens bewirkt, ſo iſt es am beſten, dieſelbe oberhalb des zu errichtenden Gebäudes zu faſſen und abzuleiten. Iſt dies nicht möglich, ſo muſs die Quelle auf der Bauſtelle ſelbſt in einer ſog. Quellenſtube gefaſſt werden, aus der das Waſſer mittels eines Canals abgeleitet wird.

352. Erſatz durch beſſeren Boden. 10) Bei Torf- und Moorboden läſſt ſich bisweilen durch Beſeitigung des lockeren Bodenmaterials und Erſatz durch beſſeres Material, wie Kies, Sand etc. ein tragfähiger Baugrund ſchaffen. Indeſs iſt dieſes Mittel weniger unter die »Verbeſſerung ſchlechten Baugrundes« einzureihen, bildet vielmehr den Uebergang zu den Fundament-Conſtructionen.

353. Mittel gegen Ausweichen. Wenn ein Baugrund unter dem auf ihn ausgeübten Druck ſtark ſeitlich ausweicht, ſo läſſt ſich dies durch Umſchlieſsung mit Spund- und Pfahlwänden oder durch Belaſtung des Bodens um das Fundament herum verhüten. Bei breiigem Boden kann man indeſs bei Anwendung ſolcher Mittel keineswegs auf einen ſicheren Erfolg zählen.

---

145) Vergl. auch: Die in Amerika gebräuchliche Praxis der Drainirung von Wohnhäuſern. Wiener Bauind.-Ztg. 1885, S. 456.

2. Kapitel.

Conſtructions-Bedingungen.

Ein richtig conſtruirtes Fundament hat folgende Bedingungen zu erfüllen: 354. Bedingungen.

1) Die Lage, Form und Gröſse der Fundament-Baſis muſs den herrſchenden Druckverhältniſſen entſprechen.

2) Das Fundament muſs gegen Einſinken, d. i. gegen Bewegung im lothrechten Sinne geſichert ſein.

3) Das Fundament muſs gegen ſeitliches Verſchieben oder Abgleiten, d. i. gegen Bewegung im wagrechten Sinne geſichert ſein.

4) Das Fundament muſs ſo angeordnet und ausgeführt ſein, daſs deſſen Beſtand durch äuſsere Einflüſſe nicht gefährdet werden kann; insbeſondere darf das Fundament nicht vom Waſſer in ſchädlicher Weiſe beeinfluſſt werden.

Zu dieſen allgemeinen Bedingungen, denen jedes Fundament zu entſprechen hat, kommen in einzelnen Fällen noch beſondere, aus dem Zwecke des betreffenden Bauwerkes entſpringende Anforderungen hinzu.

So z. B. wird in Gebäuden, worin feine phyſikaliſche, aſtronomiſche etc. Beobachtungen vorgenommen werden ſollen, die Herſtellung vollſtändig ſtandfeſter und erſchütterungsfreier Arbeitsplätze ein weſentliches Erforderniſs ſein; liegen ſolche Gebäude in verkehrsreichen Stadttheilen, ſo handelt es ſich hierbei um die Erreichung eines ganz beſonderen Widerſtandes gegen die durch den Straſsenverkehr hervorgerufenen Erſchütterungen [146]).

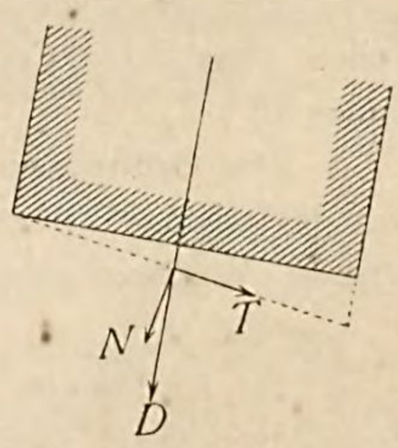
a) Lage, Form und Gröſse der Fundament-Baſis.

Für die Fundament-Baſis ſind die folgenden Conſtructions-Regeln maſsgebend.

1) Die Fundament-Baſis ſoll winkelrecht auf der Richtung des daſelbſt herrſchenden Druckes liegen, um ein Verſchieben längs des Untergrundes zu verhüten. Sobald die Baſis eine andere Lage hat, ſo zerlegt ſich die Reſultante D (Fig. 622) aus ſämmtlichen auf die Baſis wirkenden Kräften in eine dazu winkelrechte Componente N (Normaldruck), welche der Baugrund aufzunehmen hat, und in eine Componente T in der Richtung der Baſis, welche das Verſchieben des Fundamentes herbeiführt. 355. Lage.

Man kann allerdings innerhalb gewiſſer Grenzen von dieſer theoretiſchen Lage abweichen, um anderweitigen Verhältniſſen und Anforderungen Genüge zu leiſten. Theoretiſch darf dieſe Abweichung bis zum Reibungswinkel gehen, der im Mittel mit etwa 25 Grad angenommen werden kann; allein in der Praxis wird man dieſe Grenze nicht erreichen dürfen, weil durch Erſchütterungen, durch Waſſer und durch andere Einflüſſe die Reibung weſentlich herabgemindert werden kann. Ein Winkel von 15, höchſtens von 18 Grad iſt als äuſserſte praktiſche Grenze

Fig. 622.



146) Bei der Gründung des phyſikaliſchen, des phyſiologiſchen, des pharmakologiſchen und des zweiten chemiſchen Inſtitutes an der Dorotheen-Straſse in Berlin wurden, auf Grund ſorgfältiger Unterſuchungen, folgende Conſtructions-Bedingungen aufgeſtellt: α) die Fundamente recht tief und maſſig herzuſtellen und dadurch den Schwerpunkt der Mauern möglichſt weit nach unten zu verlegen; β) ſo weit als thunlich die Fundirung unmittelbar zuſammenhängend zu bewirken; γ) da, wo Senkfundirung erforderlich, die Röhren näher als ſonſt üblich zu ſtellen und die Pfeilerquerſchnitte über das gewöhnliche Maſs zu vergröſsern; δ) bei Pfahlroſt-Gründungen die Pfähle ohne beſondere Rückſicht auf die einzelnen Mauern gleichmäſsig und dichter als ſonſt über die ganze zu bebauende Fläche zu vertheilen und in gehöriger Tiefe mit einer durchgehenden Verholmung und ſtarkem Bohlenbelag zu verſehen; ε) den ganzen Gebäude-Complex mit einem 1 m breiten Iſolirgraben von der Tiefe der benachbarten Umfaſſungsmauern zu umziehen; ζ) die Tiſche für die Präciſions-Arbeiten beſonders zu fundiren und von dem zur Conſtruction der Gebäude gehörigen Mauerwerk etc. zu iſoliren. (Näheres hierüber: Kleinwächter. Die Fundirung der Univerſitäts-Inſtitute in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 359.)

anzunehmen, wenn man dem Abgleiten nicht durch andere, ſpäter noch zu beſprechende Mittel entgegenwirkt.

Da die Fundamente der meiſten Hochbauten im Weſentlichen nur lothrechte Kräfte auf den Baugrund zu übertragen haben, ſo iſt deren Fundament-Baſis meiſt wagrecht angeordnet. Wenn es ſich jedoch um die Fundirung von Conſtructionstheilen handelt, welche auch wagrechten Kräften (Schüben) zu widerſtehen haben, wie z. B. bei Widerlagern gröſserer Gewölbe, bei Stützmauern etc., ſo iſt die Baſis winkelrecht zur Richtung der Reſultante ſämmtlicher wirkſamen Kräfte zu legen.

356. Form. 2) Die Fundament-Baſis ſoll ſo geſtaltet ſein, daſs der daſelbſt herrſchende Druck durch ihren Schwerpunkt geht. Denn nur in dieſem Falle wird ſich der Druck gleichmäſsig über die ganze Baſis vertheilen; gleichartiger, preſsbarer Baugrund wird alsdann durchwegs um gleich viel zuſammengepreſſt, und das Setzen des Bauwerkes iſt ein gleichförmiges.

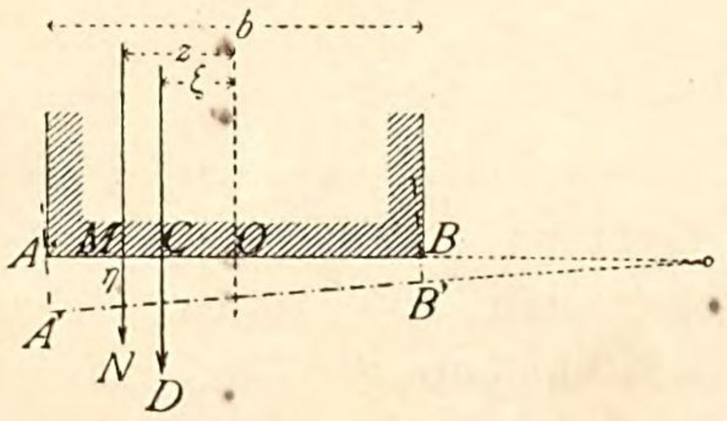
Es ſei (Fig. 623) $AB = b$ die Breite einer Fundament-Baſis, welche den Druck D aufzunehmen hat, der im Abſtande $OC = \xi$ vom Schwerpunkte O die Baſis trifft. Einen gleichartigen preſsbaren Baugrund vorausgeſetzt, wird ein Zuſammenpreſſen des letzteren und ein Einſinken des Fundamentes derart eintreten, daſs die Baſis AB deſſelben in die Lage $A'B'$ übergeht. In einem beliebigen Punkte M, der um $OM = z$ vom Schwerpunkte O abſteht, iſt der auf den Baugrund ausgeübte Druck [147])

$$N = \frac{D}{F}\left(1 + \frac{F\,\xi\,z}{\mathcal{J}}\right),$$

ſobald F den Flächeninhalt und $\mathcal{J}$ das Trägheitsmoment der Fundament-Baſis bezeichnen.

Setzt man eine rechteckige Form der letzteren voraus, ſo wird der Schwerpunkt O in die Mitte zwiſchen A und B fallen; nimmt man ferner die Abmeſſung winkelrecht zur Bildfläche gleich der Einheit an, ſo wird $F = b$ und $\mathcal{J} = \frac{b^3}{12}$, ſonach [148])

Fig. 623.



$$N = \frac{D}{b}\left(1 + \frac{12\,\xi\,z}{b^2}\right) = \frac{D\,(b^2 + 12\,\xi\,z)}{b^3} \quad . \quad 186.$$

Der gröſste Druck N_{max} findet im Punkte A, bezw. A' ſtatt, für welchen z ſeinen Maximalwerth $\left(= \frac{b}{2}\right)$ hat; es wird

$$N_{max} = \frac{D}{b}\left(1 + \frac{6\,\xi}{b}\right) = \frac{D\,(b + 6\,\xi)}{b^2} \quad . \quad . \quad 187.$$

Der kleinſte Druck N_{min} ergiebt ſich für den Punkt B, bezw. B', für den z ſeinen kleinſten Werth $\left(= -\frac{b}{2}\right)$ hat; es wird [149])

$$N_{min} = \frac{D}{b}\left(1 - \frac{6\,\xi}{b}\right) = \frac{D\,(b - 6\,\xi)}{b^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 188.$$

Die Druckvertheilung in der Fundament-Baſis läſst ſich durch die ſog. Druckfigur graphiſch darſtellen, über deren Conſtruction in Theil I, Bd. 1 (Art. 320 u. 321, S. 274 u. 275) das Erforderliche zu finden iſt.

Die Gröſse, um welche ſich in einem beliebigen Punkte M der Baugrund zuſammenpreſſt oder, was das Gleiche iſt, um welche das Fundament einſinkt, ſei η; dieſelbe wird dem daſelbſt herrſchenden Drucke N nahezu proportional ſein, alſo

$$\eta = \mu\,N.$$

Da im Punkte A der Druck am gröſsten, im Punkte B am kleinſten iſt, wird auch η von A nach B hin ſtetig abnehmen. Es tritt ſonach ein Schiefſtellen oder ein Drehen der Fundament-Baſis ein.

Es ſind nun folgende 3 Fälle zu betrachten:

α) Es gehe die Richtung des vom Bauwerk ausgeübten Druckes D durch den Schwerpunkt O der Fundament-Baſis. Alsdann iſt $\xi = 0$, und der Druck nach Gleichung 186.

$$N_o = \frac{D}{b}; \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 189.$$

---

147) Nach Gleichung 50. (S. 273) in Theil I, Bd. 1 dieſes »Handbuches«.

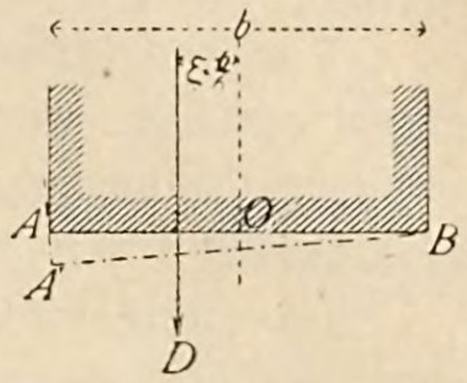
148) Siehe Gleichung 364. (S. 448) ebendaſ.

149) Siehe auch die Gleichungen auf S. 448 ebendaſ.

derſelbe iſt ſonach unabhängig von z, ſomit für alle Punkte der Baſis der gleiche. In Folge deſſen iſt auch die Gröſse η unveränderlich, d. h. der Baugrund wird durchwegs um gleich viel zuſammengepreſſt; das Fundament ſinkt in allen Punkten um gleich viel ein, und es findet kein Drehen, kein Schiefſtellen deſſelben ſtatt.

β) Es ſei (Fig. 624) $\xi = \frac{b}{6}$, alsdann wird nach Gleichung 188.

Fig. 624.



$$N_{min} = 0,$$

d. h. es findet im Punkte B kein Zuſammenpreſſen, keine Einſenkung, ſondern bloſs eine Drehung der Baſis um dieſen Punkt ſtatt. Die Normalpreſſung an einer beliebigen Stelle derſelben beträgt

$$N = \frac{D}{b}\left(1 + \frac{2z}{b}\right) = \frac{D\,(b + 2z)}{b^2}, \quad \ldots \ldots \quad 190.$$

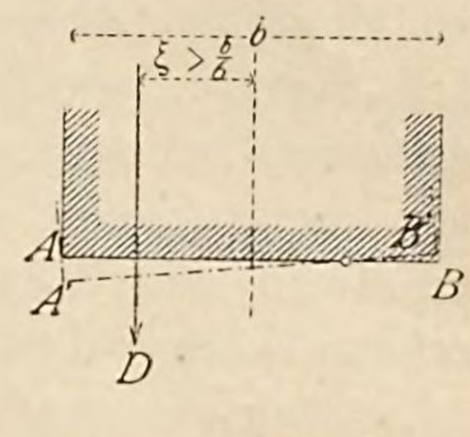
und die gröſste Preſſung im Punkte A, für welchen $z = \frac{b}{2}$,

$$N_{max} = \frac{2D}{b}.$$

γ) Wird (Fig. 625) $\xi > \frac{b}{6}$, ſo wird im Ausdruck 188. für N_{min} die Differenz $b - 6\,\xi$ negativ, alſo auch der Druck N_{min} negativ. Da nun, je nachdem der beliebige Punkt M der Baſis links oder rechts vom Schwerpunkt O gelegen iſt, der Druck (nach Gleichung 186.)

$$N = \frac{D\,(b^2 \pm 12\,\xi\,z)}{b^3} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 191.$$

Fig. 625.



iſt, wird auch dieſer Druck ſich negativ ergeben, ſo lange

$$12\,\xi\,z > b^2 \quad \text{oder} \quad z > \frac{b^2}{12\,\xi},$$

d. h. es findet (hier rechts vom Schwerpunkt) gegen B zu ein Abheben des Fundamentes ſtatt, oder, mit anderen Worten, es tritt ein Drehen der Fundament-Baſis um einen zwiſchen O und B gelegenen Punkt ein; der Abſtand dieſes Punktes von O ergiebt ſich aus der Relation

$$-z = \frac{b^2}{12\,\xi};$$

denn für dieſen Werth von z wird $N = 0$.

Da nun ein Abheben des Fundamentes vom Baugrund niemals eintreten darf, ſo iſt es demnach auch nicht ſtatthaft, ξ gröſser als $\pm \frac{b}{6}$ werden zu laſſen; es darf demnach der Druck D niemals auſserhalb des mittleren Baſis-Drittels wirken.

Nur bei nicht preſsbarem (felſigem) Baugrund iſt es unſchädlich, wenn die Druckrichtung nicht durch den Schwerpunkt der Fundament-Baſis geht; allein auch in dieſem Falle dürfen gewiſſe Grenzen nicht überſchritten werden, die bei rechteckiger Baſis-Geſtalt, wie eben gezeigt, durch das mittlere Baſis-Drittel, bei beliebiger Form der Fundament-Baſis durch die Bedingung gegeben ſind, daſs an keiner Stelle derſelben Zugſpannungen auftreten ſollen. Man hat dieſen Grenzen um ſo ferner zu bleiben, je weniger widerſtandsfähig der Baugrund iſt.

3) Die Fundament-Baſis ſoll ſo groſs ſein, daſs die in irgend einem Punkte derſelben vorkommende gröſste Normalpreſſung die zuläſſige Druckbeanſpruchung des Baugrundes nicht überſchreitet. Ueber das Maſs der letzteren und die ſonſtigen hierbei maſsgebenden Factoren wird noch die Rede ſein. 357. Gröſse.

b) Sicherheit gegen Einſinken.

Das Einſinken oder »Setzen« des Fundamentes kann entweder in einer lothrecht niedergehenden Bewegung oder in einer Drehung deſſelben beſtehen. Die letztere iſt meiſt eine Bewegung nach abwärts; indeſs kann ausnahmsweiſe auch ein theilweiſes Abheben des Fundamentes von der Bauſohle ſtattfinden.

Das Einſinken des Fundamentes kann eintreten:

1) in Folge der Zuſammenpreſſung des Baugrundes [150]),
2) in Folge ſeitlichen Ausweichens des Baugrundes [151]),
3) in Folge des Einfluſſes des Waſſers und
4) in Folge anderweitiger äuſseren Einflüſſe.

Von den Miſsſtänden, die durch Waſſer und andere äuſsere Einflüſſe hervorgerufen werden, wird noch ſpäter (unter d) die Rede ſein; hier wird hauptſächlich nur jenes Einſinken in Betracht gezogen, welches in Folge der Zuſammenpreſſung oder des ſeitlichen Ausweichens des Baugrundes eintritt.

358. Zuſammenpreſſen des Baugrundes.

Ein merkliches Zuſammenpreſſen des Baugrundes wird nur dann ausbleiben, wenn derſelbe aus vollſtändig widerſtandsfähigem Felſen beſteht. Bei jeder preſsbaren Bodenart wird eine Compreſſion des Baugrundes eintreten, und zwar wird die Gröſse derſelben vom Maſs ſeiner Preſsbarkeit und von der Gröſse des vom Bauwerk ausgeübten Druckes abhängen. Je weicher die Bodenart iſt, worauf fundirt werden ſoll, und je gröſser der vom Bauwerk ausgeübte Druck iſt, deſto mehr wird der Boden zuſammengepreſſt und deſto mehr ſinkt das Fundament ein.

Aus dem Geſagten geht hervor, daſs in verhältniſsmäſsig nur wenigen Fällen ein durch Zuſammenpreſſen des Baugrundes hervorgerufenes Einſinken des Fundamentes vollſtändig vermieden werden kann. In der That iſt daſſelbe meiſt auch unſchädlich, wenn es gewiſſe Grenzen nicht überſchreitet, wenn es gleichmäſsig vor ſich geht und wenn die herrſchende Druckrichtung von der lothrechten gar nicht oder nur wenig abweicht. In einem ſolchen Falle iſt bloſs die Vorſicht zu gebrauchen, daſs man das Bauwerk langſam ausführt und das Einſinken deſſelben abwartet, erforderlichen Falles das Mauerwerk um das Maſs des Einſinkens höher macht.

Ungleichmäſsiges Einſinken des Fundamentes bringt in letzterem Trennungen hervor, da das Mauerwerk nur ſelten oder nur in geringem Maſse biegenden Kräften

---

150) Ueber das Verhalten verſchiedener Bodenarten gegen das Eindringen eines feſten Körpers ſtellte *Hagen* Verſuche an, indem er Blechcylinder mit ebenen Rändern mit verſchiedener Belaſtung auf die Erde ſtellte und ſowohl die Tiefe des Eindringens, als auch die Art und Weiſe deſſelben genau beobachtete, bezw. wie die Umgebung der Eindringſtellen ſich dabei verhielt.

Hagen erhielt bei dieſen Verſuchen das bemerkenswerthe Reſultat, daſs bei den Sandſchüttungen, und zwar ſowohl bei den feſteren als den loſeren, und eben ſo wohl bei trockenen wie bei feuchten, die Tragfähigkeit nahe dem Quadrate der Einſenkung proportional wird. Bei allen Verſuchen im Thonboden dagegen, ſei er mit mehr oder weniger Waſſer vermengt, ergab ſich die Tragfähigkeit oder die Belaſtung als der erſten Potenz, d. h. als der einfachen Einſenkung proportional. Es zeigte ſich ferner der bemerkenswerthe Unterſchied, daſs bei den Sandſchüttungen die Belaſtung ſofort bis zu der entſprechenden Tiefe einſank und ſich nachher nicht mehr rührte, während bei Thonboden die Laſten nach und nach tiefer ſanken, bis ſie nach etwa 20 bis 30 Minuten ebenfalls keine weitere Bewegung mehr erkennen lieſsen.

Trockener, aber feſt geſtampfter Sand ergab nahezu die doppelte Tragfähigkeit, als loſe aufgeſchütteter.

Ganz bedeutend vermehrt ſich die Tragfähigkeit des Sandes, wenn er in eingeſchloſſenem Raume in dünnen Lagen und in feuchtem Zuſtande eingeſtampft wird, wobei durchflieſsendes Waſſer nur ſehr langſam eindringt und nur tropfenweiſe abflieſst. Sie iſt alsdann 12- bis 18-mal ſo groſs, als bei trockenem loſem Sande.

151) Ueber die Art und Weiſe, wie der Boden beim Eindringen einer Laſt ausweicht, hat *Hagen* bei ſeinen Verſuchen Folgendes bemerkt.

In den loſe aufgeſchütteten, trockenen Sand dringt die Laſt ein, ohne daſs irgend eine Erhebung der Oberfläche des Grundes in der Umgebung bemerkbar wird; es bildet ſich vielmehr eine kegelförmige Vertiefung um die Eintrittsſtelle, woraus hervorgeht, daſs der Sand nur zuſammengedrückt und dichter wird, indem die herabgedrückten Sandtheilchen in die Zwiſchenräume der unteren lockeren Sandſchichten eindringen.

Bei dem feſt geſtampften, feuchten (wenig benetzten) Sande zeigte ſich um die Eindringſtelle ebenfalls eine Vertiefung, aber in einiger Entfernung ſchwoll der Boden rings herum ſtark auf.

Bei allen Thonarten dagegen erhebt ſich beim Eindringen der Laſt die Umgebung bedeutend über die Oberfläche des Bodens, was auch bei Bauten vielfach bemerkt werden kann, indem bei Dammſchüttungen durch Wieſen und Sümpfe mit weichem Untergrunde ein Sinken des Dammes eintritt, während daneben Erhöhungen des Bodens entſtehen, welche oftmals den Damm ſelbſt überragen.

Es folgt daraus, daſs Thonboden ſich in mancher Beziehung einer Flüſſigkeit ähnlich verhält, und ein auf Thonboden aufgeführtes Bauwerk niemals ſchwerer ſein darf, als die verdrängte Thonmaſſe ſelbſt, weil nur in dieſem Falle eine Sicherheit gegen Verſinken des Fundamentes vorhanden iſt.

widerſtehen kann. Der Zugwiderſtand des beſten Mauerwerkes beträgt (bei 10-facher Sicherheit nach der Tabelle auf S. 247 in Theil I, Bd. 1 dieſes »Handbuches«) 1,8 bis 2,0 kg für 1 qcm; deſshalb läſſt ſich unter Einwirkung bedeutender, auf dem Fundament-Mauerwerk ruhenden Laſten die Verhütung eines Bruches nicht erwarten.

359. Drehen des Fundamentes.

Ein Drehen des Fundamentes, welches, wie in Art. 356 (S. 246) gezeigt wurde, durch excentriſche Druckwirkung hervorgebracht werden kann, iſt nur bei einigen ſeltener vorkommenden Bauwerken unſchädlich, z. B. bei gewiſſen Stützmauern etc. In den meiſten Fällen wird durch die Drehung ein ungleichmäſsiges Setzen der einzelnen Fundamenttheile hervorgerufen und dadurch deren Beſtand gefährdet.

360. Gleichmäſsigkeit und Maſs des Einſinkens.

Man wird demnach bei Conſtruction und Ausführung der Fundamente das Hauptaugenmerk darauf zu richten haben, daſs das Einſinken kein zu groſses wird und daſs es vor Allem gleichmäſsig geſchieht. Wo das letztere nicht erreicht werden kann, muſs man darauf bedacht ſein, das Maſs des Einſinkens möglichſt zu reduciren.

Dem Drucke, den das Bauwerk auf den Baugrund ausübt und der die Zuſammenpreſſung des letzteren hervorbringt, wirkt die Reibung zwiſchen den Auſsenflächen des Fundamentes und dem daſſelbe umgebenden Bodenmaterial entgegen. Bei Hochbauten, die in der am häufigſten vorkommenden Weiſe, d. i. in einer ausgeſchachteten Baugrube fundirt werden, kommt dieſe Reibung in der Regel gar nicht in Betracht; jedenfalls iſt ſie im Zeitraum unmittelbar nach Ausführung des Fundamentes nur von ſehr geringem Einfluſs. Allein bei den ſog. verſenkten Fundamenten, die ohne Baugrube hergeſtellt werden, ſpielt dieſe Reibung nicht ſelten eine wichtige Rolle; es kommt bei bedeutender Mächtigkeit der zu Tage liegenden lockeren Bodenſchicht ſogar vor, daſs das Fundament nur vermöge ſeiner Reibung in dieſer Schicht die nöthige Standfeſtigkeit erhält.

Der Reibungswiderſtand, den ein Fundament im Boden erfährt und der von ſeinem lothrechten Druck abzuziehen iſt, iſt ſehr verſchieden. Derſelbe hängt von der Form der Fundament-Baſis, von der Beſchaffenheit der Fundament-Auſsenfläche, von der Fundirungs-Tiefe und von der Beſchaffenheit der betreffenden Bodenſchichten ab; er beträgt je nach localen Verhältniſſen (nach *Schmoll*) 0,19 bis 0,30 kg für 1 qcm (1900 bis 3000 kg für 1 qm).

361. Ausweichen des Baugrundes.

Das ſeitliche Ausweichen des Baugrundes kommt in gröſserem Maſse nur bei ganz weichem Baugrunde vor oder dann, wenn das Bauwerk auf einen Erdabhang zu ſtehen kommt. Mooriger, ſchlammiger etc. Boden ſteigt an allen Seiten einer aufgebrachten Laſt empor und läſſt die letztere immer tiefer einſinken [152]).

362. Mittel gegen das Einſinken.

Um das Einſinken der Fundamente auf ein möglichſt geringes Maſs zurückzuführen, ſind folgende Regeln zu beobachten.

1) Man ſetze das Fundament auf eine möglichſt wenig preſsbare Bodenſchicht.

Das ſicherſte Verfahren beſteht immer darin, daſs man das Fundament auf einer vollſtändig tragfähigen Bodenſchicht — ſei es unmittelbar oder mit Hilfe einzelner Stützen (Pfeiler, Pfähle, Brunnen etc.) — ausführt. Nur wenn die zu durchſetzende lockere Bodenſchicht eine ſehr bedeutende Mächtigkeit hat, ſo daſs die Erreichung der tragfähigen Schicht nur ſehr ſchwer oder nur mit ſehr groſsen Koſten möglich iſt, ſollte es als zuläſſig erachtet werden, daſs die erforderliche Standfeſtigkeit des Fundamentkörpers durch den Reibungswiderſtand, den er in der lockeren Bodenſchicht erfährt, erzielt werde.

---

[152]) Siehe die Fuſsnote 151.

Mittel, einen möglichſt wenig preſsbaren Baugrund zu ſchaffen, ſind:

α) Vermehrung der Fundirungs-Tiefe. Erfahrungsgemäſs wächst in der Regel die Feſtigkeit des Bodens mit der Tiefe, zum nicht geringen Theile deſshalb, weil der Druck, den eine Schicht von den darüber liegenden Schichten erfährt, um ſo gröſser iſt, in je gröſserer Tiefe die betreffende Bodenſchicht gelegen iſt.

Durch eine gröſsere Gründungstiefe wird auch noch der weitere Vortheil erzielt, daſs das ſeitliche Ausweichen des Bodens, welches von einem Emporſteigen deſſelben herrührt, geringer wird.

Mit Rückſicht auf das in Art. 323 (S. 232) Geſagte iſt dieſes Mittel nur dann mit Erfolg anzuwenden, wenn die betreffende feſtere Bodenſchicht eine entſprechende Mächtigkeit hat. Bei geringerer Mächtigkeit derſelben iſt es im Gegentheile angezeigt, ſie thunlichſt wenig zu ſchwächen, alſo die Fundirungs-Tiefe ſo gering wie möglich anzunehmen.

β) Verbeſſerung ſtark preſsbarer Bodenſchichten. Es wurden bereits im vorhergehenden Kapitel (unter c) die Mittel angegeben, welche zur künſtlichen Dichtung eines nachgiebigen Baugrundes, ſo wie zur Verhinderung des ſeitlichen Ausweichens lockerer Bodenarten dienen.

2) Man beachte, ob die Tragfähigkeit des Baugrundes auch für die Folge geſichert ſei; nöthigenfalls treffe man die erforderlichen Vorkehrungen gegen eine Beeinträchtigung der Tragfähigkeit.

Eine Beeinträchtigung der Bodenfeſtigkeit kann hauptſächlich durch den Einfluſs des Waſſers, durch Gleichgewichtsſtörungen in den tieferen Schichten des Baugrundes und durch anderweitige äuſsere Einflüſſe hervorgerufen werden. Hiervon und von der Art und Weiſe, wie ſolchen Einflüſſen begegnet werden kann, wird noch unter d die Rede ſein.

363. Belaſtung des Baugrundes.

3) Die Belaſtung des Baugrundes für die Flächeneinheit ſoll möglichſt klein ſein, keinesfalls die gröſste zuläſſige Druckbeanſpruchung deſſelben überſchreiten.

Im Allgemeinen iſt zu beobachten, daſs der vom Bauwerk auf den Baugrund ausgeübte Normaldruck nicht über ein Zehntel der Druckfeſtigkeit der Baugrundmaſſe betragen ſoll.

Bei ganz widerſtandsfähigem Felſen kann man dieſen Normaldruck auf den Baugrund eben ſo groſs als die zuläſſige Preſſung im Fundament-Mauerwerk ſelbſt (7 bis 10 kg für 1 qcm) annehmen; ſonſt ſetzt man bei Felſen den gröſsten zuläſſigen Normaldruck im Mittel zu 5 bis 6 kg für 1 qcm an. Ferner iſt bei Gründungen auf Gerölle, ſo wie auf compactem Thon- und Lehmboden, grobem und feſt gelagertem Kies 3,5 bis 4,5 kg, bei Gründungen auf kleinkörnigem Kies und feſtem Sand 3 bis 4 kg für 1 qcm Nutzfläche zu rechnen.

Durch die Berliner Bauordnung vom Jahre 1853 iſt die gröſste zuläſſige Belaſtung des dortigen Baugrundes auf 2,5 kg für 1 qcm feſt geſetzt; indeſs iſt die Tragfähigkeit deſſelben eine gröſsere und läſſt ſich mit Sicherheit auf 3,5 kg bemeſſen; man iſt in Berlin bei Kaſtengründungen auf ſcharfem Sande bis zu 5,12 kg für 1 qcm gegangen.

Bei Interimsbauten können die angegebenen gröſsten Preſſungen um 40 bis 50 Procent höher angenommen werden; eben ſo kann man eine Vermehrung um etwa 25 Procent eintreten laſſen, wenn die gröſste Belaſtung des Baugrundes nur von Zeit zu Zeit, und nicht ſtoſsweiſe oder mit Erſchütterungen verbunden, wirkſam iſt.

Wenn bei einem projectirten Fundamente die Rechnung, bezw. die ſtatiſche Unterſuchung ergiebt, daſs die zuläſſige Belaſtung des Baugrundes für die Flächeneinheit überſchritten iſt, oder wenn man, um ein möglichſt geringes Einſinken des Fundamentes zu erzielen, die Preſſung des Baugrundes auf ein geringeres, als das gröſste zuläſſige Maſs herabmindern will, ſo muſs man entweder durch Abändern der Geſammtanordnung des betreffenden Gebäudes oder durch entſprechende Vorkehrungen bei Conſtruction und Ausführung des Fundamentes Abhilfe ſchaffen.

Die hauptſächlichſten Mittel, die Belaſtung des Baugrundes für die Flächeneinheit zu verringern, ſind folgende:

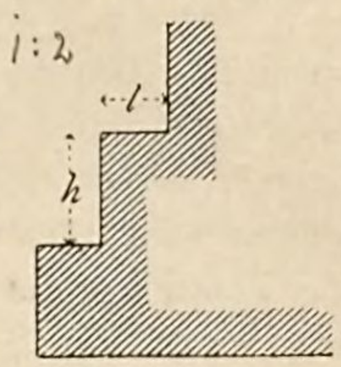
α) Man vertheilt, wenn dies angeht, den vom Bauwerk ausgeübten Druck auf mehrere Punkte und concentrirt ihn nicht an einer einzigen oder an nur wenigen Stellen. So kann man z. B. die Zahl der Stützen, auf denen das Bauwerk ruht, vermehren etc.

β) Man vergröſsert die Fundament-Baſis. Von dem Einfluſs, den die Gröſse der Fundament-Baſis auf die Conſtruction des Fundamentes ausüben kann, war zum Theile ſchon in Art. 357 (S. 247) die Rede.

Betrachtet man zunächſt die bei Hochbauten am häufigſten vorkommenden Fundamente, nämlich die aus Mauerwerk hergeſtellten, ſo erhält die Fundament-Baſis faſt ſtets einen gröſseren Flächeninhalt, als der zur Baſis parallele Querſchnitt des aufgehenden Mauerwerkes hat. Es geſchieht dies einerſeits deſshalb, um dem Mauerkörper durch eine gröſsere Baſis auch eine gröſsere Standfeſtigkeit zu verleihen; andererſeits darf die Druckbeanſpruchung des Baugrundes in der Regel die gröſste Preſſung im Mauerwerk nicht erreichen, und es muſs aus dieſem Grunde der Druck auf eine gröſsere Fläche vertheilt werden, mit anderen Worten eine Fundament-Verbreiterung eintreten. Derlei Fundament-Verbreiterungen werden nur ſelten ſtetig, meiſtens abſatzweiſe ausgeführt, wodurch man zur Anordnung der ſog. Fundament-Abſätze, Grundbänke oder Bankete (Fig. 626) gelangt.

Durch Anbringung eines, event. auch mehrerer Fundament-Abſätze kann man die Baſis in ſolcher Gröſse erhalten, daſs der daſelbſt vorkommende gröſste Normaldruck die zuläſſige Preſſung des Baugrundes nicht überſchreitet. Man kann indeſs, wenn man das Einſinken des Fundamentes noch weiter verringern will, eine noch beträchtlichere Verbreiterung des Fundamentes; d. i. eine Vermehrung der Zahl der Fundament-Abſätze vornehmen.

Fig. 626.



In Betreff der Breiten- und Höhenabmeſſungen der Fundament-Abſätze wird in der Praxis vielfach gefehlt. Die Vertheilung des Normaldruckes von einem kleineren Querſchnitt auf einen tiefer gelegenen, gröſseren Querſchnitt findet nämlich nur innerhalb gewiſſer Grenzen ſtatt, und eine Verbreiterung des Fundamentkörpers iſt nur dann von Werth, wenn dieſe Grenzen eingehalten werden; geht man über dieſelben hinaus, ſo iſt die betreffende Mauermaſſe nicht nur zwecklos, ſondern unter Umſtänden ſogar nachtheilig für den Beſtand des Fundamentes.

Theoretiſche Unterſuchungen zeigen, daſs die Vertheilung des vom Bauwerk ausgeübten Druckes in Form einer nach unten ſich erweiternden Pyramide vor ſich geht, deren Verjüngungsverhältniſs innerhalb der Grenzen 1 : 2 und 1 : 1 gelegen iſt. Erfahrungsgemäſs ſoll man das Verhältniſs 1 : 1 nur in beſonders günſtigen Fällen erreichen, während das Verhältniſs 1 : 2 unter allen Umſtänden genügt. Bringt man ſonach eine ſtetige Fundament-Verbreiterung an, ſo ſind die Begrenzungslinien auf Grundlage der eben angeführten Ziffern zu wählen. Werden Fundament-Abſätze angeordnet, ſo ſoll die Breite l die Höhe h derſelben wenn möglich nicht erreichen; es braucht aber auch die Breite nicht kleiner als die halbe Höhe zu ſein (Fig. 626). Fundament-Verbreiterungen, die nach einem gröſseren als dem angegebenen Verhältniſs angeordnet werden, bedingen einerſeits eine Mauerwerksverſchwendung; andererſeits können ſie auch ſchädlich wirken, da ſie unter Umſtänden Trennungen im Fundamentkörper herbeiführen (Fig. 627 u. 628).

Fig. 627.

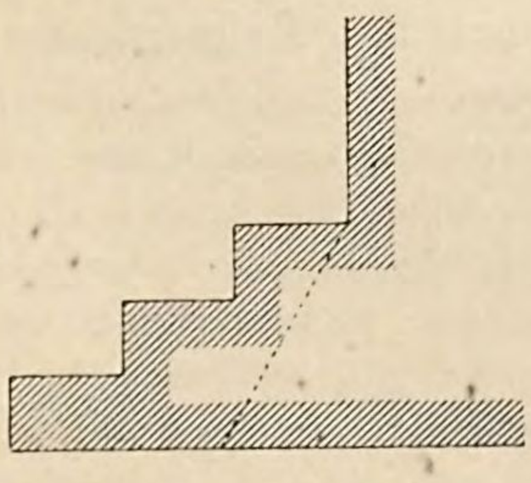
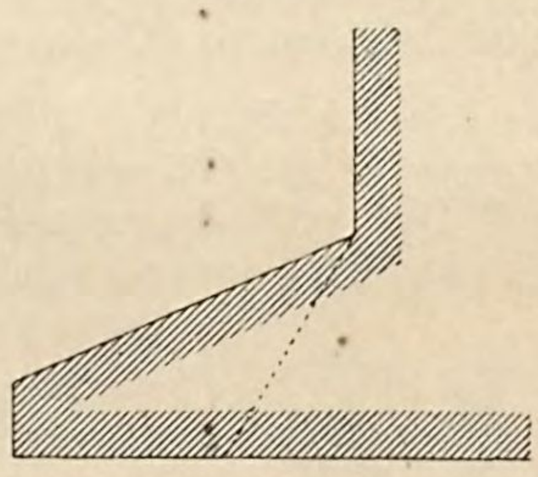


Fig. 628.

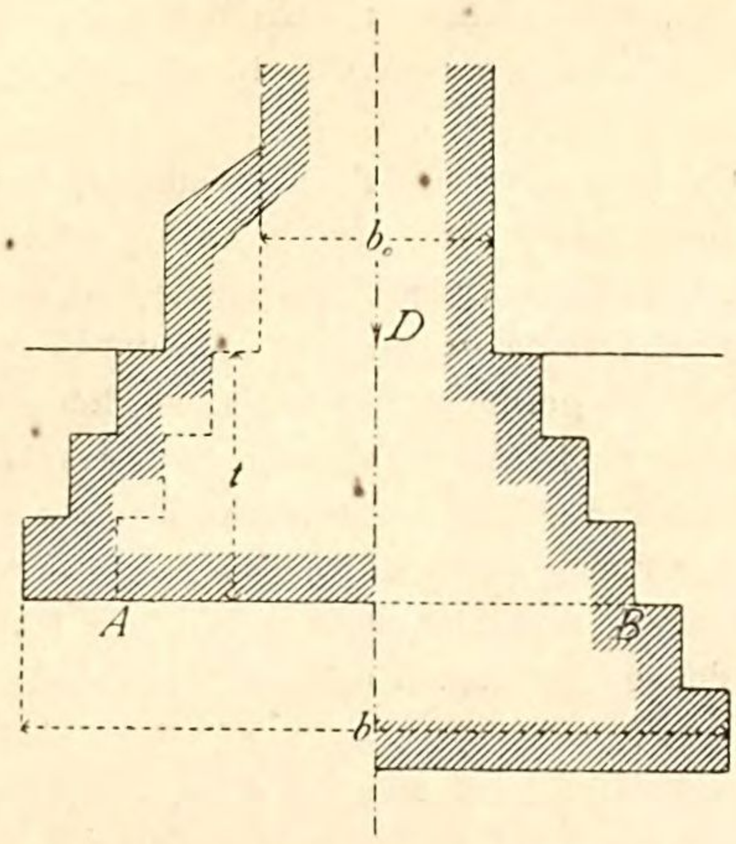


Hat man demnach ein Bauwerk (Fig. 629 u. 630), das eine untere Breite b_0 hat und den Normaldruck D auf den Baugrund ausübt, zu fundiren und iſt die gröſste zuläſſige Preſſung des Baugrundes für die Flächeneinheit K, ſo iſt — eine centriſche Lage der Druckrichtung D vorausgeſetzt — die Breite der Fundament-Baſis für die Länge = 1

$$b = \frac{D}{K}.$$

Sobald K kleiner iſt, als die zuläſſige Druckbeanſpruchung im Mauerwerk, ſo iſt $b > b_0$. Um die erforderliche Fundament-Breite zu erhalten, fängt man mit der Anordnung der Fundament-Abſätze möglichſt hoch oben (bei Bauwerken ohne unterirdiſche Räume nahe an der Erdoberfläche, ſonſt etwa in der Höhe der Kellerſohle) an. Iſt die in Ausſicht genommene Fundirungs-Tiefe t nicht zu klein und der

Fig. 629. Fig. 630.



Druck D nicht befonders grofs, fo wird man den beabfichtigten Zweck ohne Weiteres erreichen. Bei gröfserer Belaftung jedoch oder, wenn die tragfähige Schicht fchon in geringer Tiefe zu finden ift, kann man auf diefem Wege allerdings zu einer zu geringen Bafis-Breite AB ($< b$) gelangen. Ift nun ein Ueberfchreiten einer gewiffen Fundirungs-Tiefe t nicht zuläffig oder nicht wünfchenswerth, fo kann man zwar die Fundament-Breite in derfelben Tiefe auf das erforderliche Mafs vergröfsern, mufs aber alsdann auch eine entfprechende Verbreiterung des aufgehenden Mauerwerkes vornehmen (Fig. 629). Ift es dagegen vorzuziehen, die Fundirungs-Tiefe zu vergröfsern, fo legt man die Fundament-Bafis in folche Tiefe, dafs man bei zweckmäfsiger Geftaltung der Fundament-Abfätze die erforderliche Breite b erzielt (Fig. 630).

Die Vergröfserung der Fundament-Bafis wird nicht immer durch unmittelbare Verbreiterung des Fundament-Mauerwerkes vorgenommen; dazu dienen auch Sand- und Steinfchüttungen, Beton-Schichten und Schwellroffe.

γ) Man wendet fog. Erdbogen (fiehe Abfchn. 2, Kap. 2, b, 1) und umgekehrte Gewölbe (fiehe ebendaf., Kap. 2, a) an.

δ) Man vergröfsert die Fundirungs-Tiefe. Es wurde früher (unter β) gezeigt, wie durch eine vermehrte Gründungstiefe eine Vergröfserung der Fundament-Bafis und dadurch eine Verringerung des Druckes für die Flächeneinheit erreicht werden kann. Indefs ift eine Vermehrung der Fundirungs-Tiefe noch in anderer Weife wirkfam, da hierdurch der vom Erdreich auf den Fundamentkörper ausgeübte Druck gröfser wird; in Folge deffen ift auch der Reibungswiderftand ein gröfserer, und der Normaldruck, den das Fundament auf den Baugrund zu übertragen hat, wird geringer.

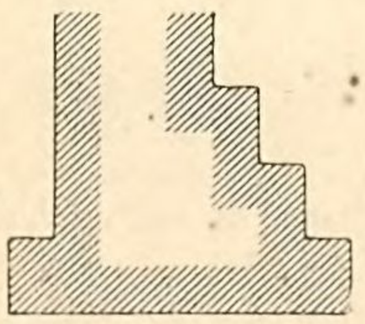
364. Gleichmäfsiges Setzen.

Um ein möglichft gleichmäfsiges Einfinken des Fundamentes zu erzielen, beobachte man folgende Regeln:

1) Ift der Baugrund gleichartig und die Belaftung eine überall gleiche, fo gebe man der Fundament-Bafis eine folche Geftalt, dafs fich der Normaldruck gleichmäfsig über diefelbe vertheilt. Es wurde bereits in Art. 356 (S. 246) gezeigt, dafs die Bafis alsdann fo geformt werden mufs, dafs die Refultante aus fämmtlichen daffelbft wirkfamen Kräften durch den Bafis-Schwerpunkt hindurchgeht.

Diefe Bedingung läfft fich indefs nur dann erfüllen, wenn die Druckrichtung eine unveränderliche ift. Wenn jedoch die Refultante fämmtlicher wirkfamen Kräfte in Folge von Wind- und Schneedruck, in Folge wechfelnder zufälligen Belaftungen etc. eine veränderliche Richtung hat, fo läfft fich die Fundament-Bafis nicht in der angegebenen Weife anordnen, und es wird in gewiffen Fällen eine ungleichmäfsige Druckvertheilung eintreten. Diefer Uebelftand wird dann am wenigften nachtheilig fein, wenn man die Fundament-Bafis fo geftaltet, dafs ihr Schwerpunkt von jener Refultanten getroffen wird, die den gröfsten Normaldruck ergiebt.

Fig. 631.



Das Beftreben, den Druck thunlichft gleichmäfsig auf die Fundament-Bafis zu vertheilen, kann auch zu unfymmetrifcher Anordnung von Fundament-Abfätzen (Fig. 631) führen, indem man an jener Seite eine gröfsere Zahl derfelben anbringt, an der die urfprünglich excentrifche Druckrichtung dies erfordert.

2) Ift der Baugrund zwar gleichartig, die Belaftung dagegen an verfchiedenen Stellen des Bauwerkes eine verfchiedene, fo mufs man durch ungleichartige Anordnung und Conftruction der einzelnen Fundamenttheile eine thunlichft gleichmäfsige Beanfpruchung des Baugrundes zu erzielen trachten. Wo die Belaftung eine gröfsere ift, verbreitere man die Fundament-Bafis oder vergröfsere die Gründungstiefe [153]);

---

153) Für die Gründung des Reichstagshaufes in Berlin war, nach Mafsgabe der im Herbft 1883 vorgenommenen Bohrungen, beftimmt, dafs die Sohlen der minder belafteten Theile auf $+ 31{,}_2$ bis $+ 31{,}_8$ m über Normal-Null, diejenige der 4 Eckthürme und der Kuppel auf $+ 30{,}_0$ m über Normal-Null anzulegen feien.

oder aber man concentrire in den weniger belaſteten Theilen des Bauwerkes den Normaldruck an einzelnen Stellen, ordne Erdbogen an etc.

Man kann auch durch die Geſammtanlage eines Gebäudes das ungleichmäſsige Setzen deſſelben vermeiden, wenn man beachtet, wie ſich die Laſten auf ihre Unterſtützungen vertheilen. So z. B. haben Mittelwände und einzelne Freiſtützen im Inneren der Gebäude häufig einen weſentlich gröſseren Druck aufzunehmen und auf den Baugrund zu übertragen, als die Aufsenwände. Man kann unter Umſtänden durch eine anderweitige Grundriſsanordnung eine gleichmäſsigere Vertheilung der Laſten erzielen.

3) Iſt der Baugrund nicht gleichartig, ſo muſs man gleichfalls durch verſchiedene Anordnung und Conſtruction der einzelnen Fundamenttheile die ſonſt unausbleiblichen ſchädlichen Einſenkungen deſſelben verhüten.

Ein ungleichartiger Baugrund bringt am leichteſten ungleichmäſsige Senkungen im Fundamentkörper hervor. Dieſelben bewirken, daſs die an der Baſis gelegenen Fundamenttheile auf Biegung beanſprucht werden; gewöhnliches Fundament-Mauerwerk widerſteht biegenden Kräften nur wenig; ſelbſt gröſsere Fundament-Quader brechen erfahrungsgemäſs unter dem Einfluſs ſolcher Kräfte. Ein Zerreiſsen und Zerbrechen des Fundamentes iſt ſonach häufig die Folge ungleichmäſsiger Setzungen.

Um die letzteren zu vermeiden, können je nach örtlichen Verhältniſſen hauptſächlich dreierlei Mittel in Anwendung kommen:

α) An jenen Stellen, wo der Baugrund nachgiebiger iſt, trachtet man durch Fundament-Verbreiterung oder durch Vergröſserung der Fundirungs-Tiefe den Druck für die Flächeneinheit um ſo viel zu reduciren, daſs die Preſſung des ungleichartigen Baugrundes an allen Punkten nahezu dieſelbe iſt.

β) Man wählt eine Fundament-Conſtruction, welche biegenden Kräften beſſer zu widerſtehen geeignet iſt, als Mauerwerk, wie: Sandſchüttungen, Betonlagen und Schwellroſte.

γ) Bei gröſseren Gebäuden wendet man in den einzelnen Theilen, der verſchiedenen Beſchaffenheit des Baugrundes entſprechend, auch verſchiedene Gründungs-Conſtructionen an. Die verſchieden fundirten Gebäudetheile werden alsdann am beſten ſtumpf an einander geſtoſsen, damit die vorkommenden ungleichmäſsigen Senkungen in den einzelnen Theilen unabhängig von einander eintreten können und keine ſchädlichen Trennungen im Mauerwerk hervorbringen. Erſt wenn das Setzen ſtattgefunden hat, findet ein entſprechender Höhenausgleich und eine Vereinigung der einzelnen Theile ſtatt.

Beiſpiele. a) Für die Fundirung der Univerſitäts-Inſtitute an der Dorotheen-Straſse in Berlin ergaben ſorgfältige Bodenunterſuchungen, daſs einſt ein Waſſerlauf der Spree das Grundſtück von Südoſt nach Nordweſt durchzogen haben muſste. Der tragfähige Baugrund fällt von 2,5 m unter Terrain in der neuen Wilhelm-Straſse Anfangs allmählich, dann aber ſehr raſch bis zu einer Tiefe von 20 m; in gleicher Weiſe ſenkt ſich der tragfähige Sand von der Dorotheen-Straſse nach dem Ufer der Spree hin.

Dieſen Verſchiedenheiten entſprechend wurden folgende Fundirungs-Arten in Anwendung gebracht: mittlerer Theil des Mittelbaues vom phyſiologiſchen Inſtitut — gemauertes Fundament in einer Tiefe von 1 m unter Grundwaſſer, ausgeführt bei Waſſerſchöpfen; übrige Theile des Mittelbaues und der ſüdliche Flügel des phyſiologiſchen Inſtitutes — Boden unter Waſſer ausgebaggert, dann betonirt und das Waſſer ausgepumpt; nördlicher Theil des Oſtflügels und die um das groſse Auditorium nordöſtlich und öſtlich gruppirten Bautheile — hölzerne Senkröhren; übriger Theil der Bauanlage — Pfahlroſt (mit Pfählen bis 16 m Länge); Präciſions-Arbeitsſitze — Senkbrunnen [154]).

b) Auch beim Bau des neuen Reichstagshauſes in Berlin wurden in den einzelnen Theilen, der verſchiedenartigen Beſchaffenheit des Baugrundes und den verſchiedenen Belaſtungen der einzelnen Gebäudetheile entſprechend, verſchiedene Gründungsmethoden in Anwendung gebracht, und zwar: gewöhnliche gemauerte Fundamente, Fundament-Mauerwerk mit Gegenbogen, Beton-Gründung und Beton-Pfahlroſt [155]).

c) Sicherheit gegen ſeitliches Verſchieben.

Das ſeitliche Verſchieben oder das Abgleiten des Fundamentes kann eintreten:

1) durch unzweckmäſsige Lage der Fundament-Baſis,

2) durch den Einfluſs des Waſſers, durch Gleichgewichtsſtörungen in den oberen Bodenſchichten und durch anderweitige äuſsere Einflüſſe.

An dieſer Stelle wird nur von dem unter 1 angeführten Factor die Rede ſein.

---

154) Näheres hierüber: Kleinwächter. Die Fundirung der Univerſitäts-Inſtitute in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 359.

155) Näheres hierüber: Der Bau des Reichstagshauſes in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 25.

365. Mittel gegen Verſchieben.

Damit eine ſeitliche Verſchiebung des Fundamentes nicht eintrete, ſind folgende Regeln zu beobachten:

1) Man lege die Fundament-Baſis normal zur herrſchenden Druckrichtung. Von dieſer Lage der Fundament-Baſis, die man auch die theoretiſche nennen kann, wurde ſchon in Art. 355 (S. 245) geſprochen.

Wenn ein Bauwerk oder ein beſtimmter Conſtructionstheil deſſelben nur lothrechte Laſten zu tragen hat, ſo iſt auch auf den Baugrund nur ein lothrechter Druck zu übertragen, und die Fundament-Baſis wird vortheilhafter Weiſe wagrecht gelegt. Treten jedoch noch ſeitliche Schübe, wie Erddruck, Gewölbſchub, Winddruck etc. hinzu, ſo nimmt die Reſultante aus ſämmtlichen auf die Fundament-Baſis wirkenden Kräften eine von der lothrechten abweichende Richtung an. Sind nun lothrechte und wagrechte Kräfte unveränderlich, ſo iſt auch die Reſultante unveränderlich, und man kann dem ſeitlichen Verſchieben des Fundamentes dadurch vorbeugen, daſs man die Baſis winkelrecht zur Richtung der Reſultanten anordnet oder doch nur wenig (vergl. Art. 355, S. 245) von dieſer Lage abweicht.

Dies ſetzt voraus, daſs man es bei Conſtruction und Ausführung des Fundamentes in der Hand hat, unter Aufwendung verhältniſsmäſsig geringer Koſten der Baſis eine beliebige Lage zu geben.

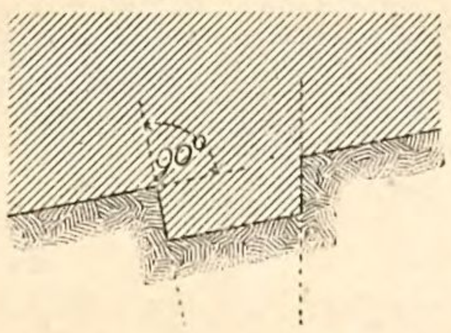
Bisweilen ſind die Kräfte, namentlich die wagrechten Kräfte, die ein Bauwerk, bezw. einen Conſtructionstheil beanſpruchen, veränderlich (Winddruck, ſeitliche Schübe, die von zufälligen Laſten herrühren etc.); alsdann hat auch die auf die Fundament-Baſis wirkſame Reſultante eine variable Richtung. Erreichen die Differenzen die Gröſse des Reibungswinkels nicht, ſo wird man eine zweckentſprechende Anordnung erhalten, wenn man die Baſis winkelrecht zur mittleren Druckrichtung legt. Sind die Schwankungen gröſsere, ſo wird man zwar der Fundament-Baſis eine ähnliche Lage geben, wird aber dem ſeitlichen Verſchieben durch andere Vorkehrungen vorbeugen.

2) Iſt es aus irgend welchen Gründen nicht zuläſſig oder nicht wünſchenswerth, von einer beſtimmten, den herrſchenden Druckverhältniſſen nicht entſprechenden Lage der Fundament-Baſis abzuweichen, ſo muſs man durch anderweitige Vorkehrungen ein Abgleiten des Fundamentes verhüten.

Derlei Vorkehrungen ſind:

α) Man vermehrt das Gewicht des zu fundirenden Bauwerkes. Hierdurch wird die Reſultante in günſtigem Sinne abgelenkt, die zur Fundament-Baſis winkelrechte Componente wird gröſser, ſonach die Reibung vermehrt.

Fig. 632.



β) Man vermehrt in anderer Weiſe die Reibung des Fundamentes auf dem Baugrund. Es kann dies durch hervortretende Schwellen und Pfähle geſchehen oder dadurch, daſs man das Fundament-Mauerwerk zahnförmig (Fig. 632) in den Baugrund eingreifen läſst.

Solche Fundament-Zähne ſollten nicht unter 30 cm, beſſer nicht unter 50 cm Tiefe und nicht unter 60 cm, beſſer nicht unter 1 m Länge haben.

γ) Man vergröſsert die Fundirungs-Tiefe. Hierdurch wird einerſeits gleichfalls in dem ſchon unter α gedachten Sinne das Gewicht des Bauwerkes vermehrt; andererſeits wirkt der Erdkörper, welcher vor der herrſchenden Druckrichtung gelegen iſt, durch den ſog. paſſiven Erddruck gegen das Abgleiten des Fundamentkörpers [156]).

δ) Man bringt an der am tiefſten gelegenen Stelle des Bauwerkes einen ſo groſsen Mauerkörper an, daſs dieſer durch ſeine Maſſe allein das Abgleiten des Fundamentes zu verhüten im Stande iſt.

ε) Wenn ein lang geſtrecktes Fundament im Weſentlichen nur lothrechte Drücke zu übertragen hat und wenn daſſelbe auf einem zwar widerſtandsfähigen, jedoch ſtark geneigten Baugrund $M N$ (Fig. 633) herzuſtellen iſt, ſo würde ein unmittelbares Aufſetzen des Fundament-Mauerwerkes auf die ſtark abfallende Boden-

---

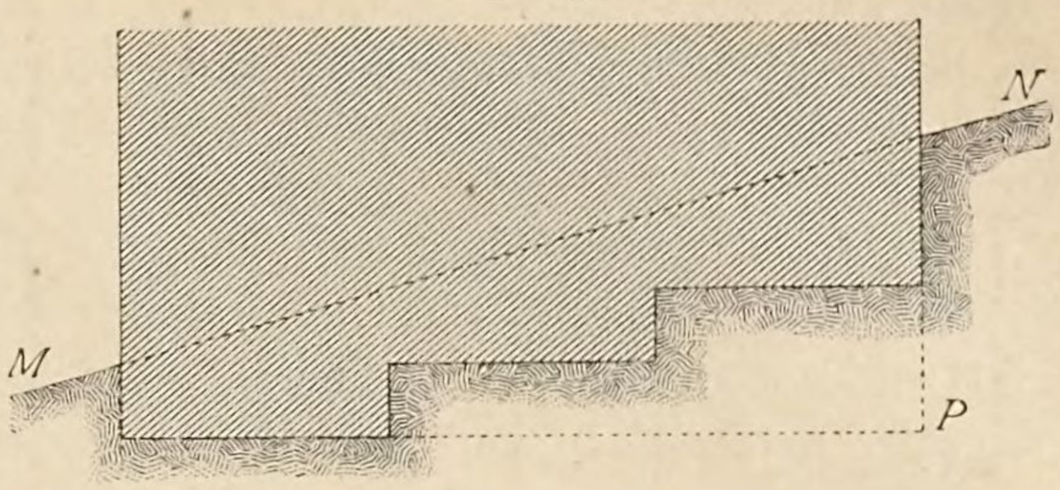
156) Nach *Ott*'s Baumechanik (I. Theil, 2. Aufl. Prag 1877) läſst ſich die in dieſem Falle erforderliche Fundirungstiefe t berechnen aus der Gleichung

$$t = \frac{1{,}414}{f + \sqrt{1 + f^2}} \sqrt{\frac{2H - (G + 2V) f}{\gamma}},$$

worin G das Eigengewicht des Fundament- und des darüber aufgeführten aufgehenden Mauerwerkes, V die Reſultante der ſonſt wirkſamen lothrechten Kräfte, H die Reſultante aus den das Bauwerk angreifenden Horizontalkräften, γ das Gewicht der Volumeinheit Bodenmaterial und f den Reibungs-Coefficienten des letzteren bezeichnet. Bei naſſem Erdreich iſt der kleinſte Werth von $f = 0{,}3$ einzuführen; der gröſste Werth iſt zu $0{,}65$ anzunehmen.

fläche ein Abgleiten deſſelben zur Folge haben. Wollte man andererſeits eine ſtetig fortlaufende Baſis MP, welche den theoretiſchen Anforderungen entſpricht, zur Ausführung bringen, ſo wird das Volum des Fundamentkörpers weſentlich vermehrt, der letztere alſo vertheuert, und auch die Aushebung der Fundament-Grube wird koſtſpieliger, letzteres namentlich dann, wenn der Baugrund felſig iſt.

Fig. 633.



In einem ſolchen Falle treppe man das Terrain ab, und zwar derart, daſs die Begrenzungen der einzelnen Stufen normal, bezw. parallel zur herrſchenden Druckrichtung gelegen ſind. Haben die einzelnen Stufen eine gröſsere Länge und iſt das zu fundirende Bauwerk ſtark belaſtet, ſo iſt der über jeder Stufe ſtehende Mauerkörper unabhängig von den benachbarten auszuführen. Würde die Mauerung im Verbande geſchehen, ſo würde das den verſchiedenen Höhen entſprechende, ungleichmäſsige Setzen Trennungen im Mauerwerk hervorrufen. (Vergl. auch Art. 364, S. 243.)

d) Sicherheit gegen äuſsere Einflüſſe.

Aeuſsere Einflüſſe, welche den Beſtand der Fundamente gefährden können und die in Folge deſſen für deren Conſtruction und Ausführung maſsgebend ſind, rühren zumeiſt vom Waſſer, von Gleichgewichtsſtörungen in den oberen Bodenſchichten und von Gleichgewichtsſtörungen, welche in den tieferen Bodenſchichten durch unterirdiſche Baue hervorgerufen werden, her.

366. Einfluſs des Waſſers.

1) Einfluſs des Waſſers. Derſelbe macht ſich in mehrfacher Weiſe geltend:

α) Die natürliche Bodenfeuchtigkeit wird im Winter dadurch ſchädlich, daſs der Froſt den Baugrund auflockert und denſelben nachgiebiger macht. Nur wenige, vollkommen froſtbeſtändige Felsarten widerſtehen dieſem Einfluſs.

β) Das Grundwaſſer ſteigt im Fundament-Mauerwerk, event. auch im aufgehenden Mauerwerk empor, veranlaſst den feuchten Zuſtand der Wände und der von denſelben umſchloſſenen Räume. Conſtructions-Materialien, welche der Feuchtigkeit nicht genügend widerſtehen können, werden angegriffen, wodurch der Beſtand des Bauwerkes gefährdet werden kann. Kohlenſäurehaltiges Waſſer, eben ſo feuchter Boden, der organiſche, in Verweſung begriffene Stoffe enthält, wirken beſonders zerſtörend auf das Mauerwerk ein. Unter Umſtänden tritt das Grundwaſſer auch in die unterirdiſchen Räume der Gebäude — ſeitlich oder durch die Kellerſohle — ein. (Siehe auch Art. 329, S. 234.)

γ) Quellen und ſonſtige Waſſeradern, welche den Baugrund durchſetzen, führen eine Erweichung deſſelben mit ſich; in Folge deſſen tritt eine Senkung des Fundamentes ein.

In geſchichteten, ſonſt widerſtandsfähigen Felsarten können Waſſeradern auch dann einen ſchädlichen Einfluſs ausüben, wenn ſie von geneigten Thon- oder Lehmſchichten durchſetzt ſind. Die letzteren werden durch das Waſſer ſchlüpfrig, und es kann im Laufe der Zeit ein Abrutſchen des Fundamentes eintreten[157]).

Quellen und anderes den Boden durchfließendes Waſſer[158]) können auch ein

---

[157]) Bei den Bergrutſchungen zu Caub (1876), wo die Gebirgs-Formation aus Thonſchiefer mit eingelagerten Dachſchieferflötzen beſteht, war die auf der nordweſtlichen Seite zu Tage tretende Lettenſchicht durch die vorhergehenden anhaltenden Regengüſſe wie mit Seife geſchmiert und hatte den Fels- und Schuttmaſſen als Rutſchfläche gedient. (Vergl. Deutſche Bauz. 1876, S. 291.)

[158]) Hierzu gehört auch das Waſſer, welches aus Fluſs- und Strombetten in die Uferwandungen ſickert, was namentlich bei Hochwaſſer eintritt und auf den Beſtand von auf den Ufern errichteten Bauwerken zerſtörend wirken kann.

Mehrere der alt-ägyptiſchen Denkmalbauten, wie z. B. der Palaſt von Karnak, die meiſten Monumente Thebens etc.

Unterſpülen des Fundamentes und dieſes wieder eine beträchtliche Senkung des letzteren zur Folge haben [159]).

Ein Baugrund mit ungleichem Waſſergehalt, welcher nicht gleichmäſsig entwäſſert wird, kann eine ungleiche Senkung oder — bei eintretendem Froſt — ſelbſt eine ungleiche Hebung von Gebäudetheilen veranlaſſen, wodurch ein Reiſsen des Mauerwerkes eintritt [160]).

δ) Offenes, insbeſondere das flieſsende und das wellenſchlagende Waſſer können bei fortgeſetztem Angriff ein Unterwaſchen des Fundamentes herbeiführen. Dieſer Punkt wird ſonach bei Hochbauten, die an und in Teichen, Seen, Flüſſen, oder am Meeresufer zu errichten ſind, beſonders zu berückſichtigen ſein.

ε) Bisweilen iſt auch der vom Waſſer erzeugte Auftrieb für Conſtruction und Ausführung der Fundamente von Einfluſs. Kommt ein Bauwerk unmittelbar auf Felſen oder auf eine ſonſtige waſſerundurchläſſige Bodenart zu ſtehen, ſo iſt ein Auftrieb nicht vorhanden. Wenn jedoch das betreffende Bodenmaterial vom Waſſer durchzogen wird, iſt in vielen Fällen der Auftrieb in Betracht zu ziehen.

Dieſen verſchiedenartigen nachtheiligen Einflüſſen des unter- und oberirdiſchen Waſſers muſs in geeigneter Weiſe begegnet werden. Es ſind in dieſer Beziehung nachſtehende Regeln zu beobachten.

Ad α). Die Fundament-Baſis iſt in froſtfreie Tiefe zu legen. In unſeren Klimaten dringt der Froſt meiſt nur in eine Tiefe von 0,8 bis 1 m ein; deſshalb iſt mindeſtens eine Fundirungs-Tiefe von 1 bis 1,25 m zu wählen.

Bei allen wichtigeren Bauwerken iſt die gröſsere der beiden angegebenen Grenzziffern zu verwenden; nur bei Nebengebäuden, bei Einfriedigungen etc. kann man eine geringere Gründungstiefe wählen. Bei vollkommen froſtbeſtändigem Felſen kann man auch unter 1 m Tiefe gehen.

Ad β). Dem ſchädlichen Einfluſs des Grundwaſſers muſs durch entſprechende Dichtungs- und Entwäſſerungs-Anlagen, ſo wie durch Wahl geeigneter Conſtructions-Materialien vorgebeugt werden.

Damit das Grundwaſſer im Mauerwerk nicht emporſteige, bringe man ſog. Iſolirſchichten an, von denen noch im nächſten Bande dieſes »Handbuches« (Abth. III, Abſchn. 1, A, Kap.: Schutz gegen Feuchtigkeit und Witterungseinflüſſe) die Rede ſein wird.

Das Fundament-Mauerwerk ſoll ferner möglichſt waſſerdicht nach den Seiten hin abſchlieſsen, damit kein Waſſer in die Souterrain-Räume eindringe; es kann dies durch möglichſt waſſerdichte Mauerung, noch beſſer durch Anlage von Luftgräben und durch zweckmäſsige Entwäſſerungs-Anlagen auſserhalb des Fundament-Mauerwerkes erzielt werden. Das Grundwaſſer darf auch nicht durch die Kellerſohle emporſteigen, was durch Lehmſchlag- und Beton-Schichten, durch umgekehrte und entſprechend gedichtete Gewölbe, beſſer

---

ſind hauptſächlich deſshalb in Verfall gerathen, weil ihre ohnedies nicht ſehr ſorgfältig ausgeführten Fundamente vom Nil-Waſſer, welches bei den periodiſchen Ueberſchwemmungen in das Ufergelände einſickert, einen zerſtörenden Einfluſs erfahren haben.

159) Die ſchon in der Fuſsnote 150 (S. 248) erwähnten *Hagen*'ſchen Verſuche bezogen ſich auch auf den Einfluſs, den Waſſer auf einige Bodenmaterialien ausübt.

Lieſs man in eine Schüttung von trockenem Sande Waſſer von unten eintreten und dieſes mit einer Druckhöhe wirken, welche ſich etwa 3 cm über die Oberfläche erhob, ſo verlor der Sand alle Feſtigkeit und quoll ſtellenweiſe hoch auf. Lieſs man aber das Waſſer von oben nach unten durch die Maſſe flieſsen, ſo ergab ſich eine bedeutend gröſsere Tragfähigkeit.

Beim Durchlaſſen von Waſſer durch die Sandſchicht von unten wird die Tragfähigkeit immer noch etwas gröſser, als bei trockenem Sande, der loſe aufgeſchüttet wird, aber kleiner als bei trockenem, feſt geſtampftem Sande, indeſſen nur ſo lange, als die Druckhöhe des Waſſers ſich nicht auf mehr als einige Millimeter über die Oberfläche des Sandes erhebt und die Oberfläche nicht mehr aufſpült.

Beim Durchflieſsen des Waſſers von oben nach unten wird die Tragfähigkeit 4- bis 5-mal ſo groſs, als bei trockenem, loſe aufgeſchüttetem Sande.

Die Verſuche mit verſchiedenen, auch ſehr ſteifen Thonarten ergaben, daſs dieſelben ſich ähnlich wie Flüſſigkeiten verhalten, daſs die Tragfähigkeit nahe dem Gewichte der verdrängten Thonmaſſe gleich iſt und ein auf Thon gelagertes Gebäude ſomit eigentlich immer ſchwimmt. Es ſcheint ſich ferner aus dieſen Verſuchen zu ergeben, daſs für verſchiedene drückende Flächen die Einſenkungen den Quadraten dieſer Flächen umgekehrt proportional ſind.

160) Als Beiſpiel kann u. A. ein in Oberheſſen erbautes Bahnwärterhaus der Main-Weſer-Bahn angeführt werden, wovon ein Theil durch das in der waſſerführenden Bodenſchicht gebildete Eis gehoben und dadurch von dem in ſeiner früheren Lage verbliebenen Theile abgeriſſen wurde.

durch die oben erwähnten Entwäſſerungs-Anlagen (vergl. Art. 347 u. ff., S. 243) zu geſchehen hat. Auch ſolche Conſtructionen werden ſpäter noch zu beſprechen ſein.

Um den zerſtörenden Einfluſs der Feuchtigkeit auf die Conſtructions-Materialien zu verhüten, müſſen dieſelben in entſprechender Weiſe gewählt, bezw. in geeigneter Weiſe verwendet werden. In letzterer Beziehung iſt namentlich bei Anwendung von Holz zu beachten, daſs daſſelbe ſtets unter Waſſer bleibe und nicht dem ſchädlichen Wechſel von Näſſe und Trockenheit ausgeſetzt werde. Die Oberkante jeder hölzernen Fundament-Conſtruction ſoll deſshalb mindeſtens 30, beſſer 50 bis 75 cm unter dem niedrigſten Grundwaſſerſpiegel gelegen ſein. Es iſt ſtets die gröſsere Ziffer, wenn nöthig eine noch tiefere Lage der Holz-Conſtruction zu wählen, wenn die Möglichkeit vorliegt, daſs durch Anlage einer ſtädtiſchen Canaliſation, durch Tieferlegung des nächſt gelegenen Recipienten etc. eine Senkung des Grundwaſſerſpiegels eintreten könnte.

Ad γ). Iſt der Baugrund von Waſſeradern durchſetzt, ſo gehe man entweder mit der Fundament-Baſis bis unter die waſſerführende Schicht, oder beſſer man entwäſſert die letztere in der ſchon in Art. 347 (S. 243) beſprochenen Weiſe. Sind Quellen vorhanden, ſo faſſe man ſie, wie an derſelben Stelle gleichfalls ſchon geſagt wurde, oberhalb des Fundamentes derart ab, daſs ihr Abfluſs keine Störung erleidet.

Erforderlichen Falles kann auch durch eine Spundwand-Umſchlieſsung das ſeitliche Ausweichen des Baugrundes oder auch ein Auswaſchen deſſelben verhütet werden.

Ad δ). Bei Gründungen am und im ſtehenden oder flieſsenden Waſſer verhüte man das Unterwaſchen des Fundamentes durch eine entſprechend tiefere Gründung, durch Umſchlieſsung mit einer Spundwand und durch Steinſchüttung.

Wenn man die Fundament-Baſis in eine ſolche Tiefe verlegt, in der das Waſſer eine ſehr geringe Geſchwindigkeit hat, in der es alſo überhaupt keinen Angriff auf den Boden ausübt, ſo iſt der beabſichtigte Zweck erreicht.

Spundwände (ſiehe Art. 154 u. ff., S. 109) werden entweder vollſtändig dicht hergeſtellt, oder ſie umſchlieſsen das Fundament in ſolcher Weiſe, daſs jede nachtheilige Bewegung des Waſſers vermieden wird. Beide Anordnungen werden in vielen Fällen genügen. Doch thut man auch hier beſſer, wenn man mit dem Fundamente in ſolche Tiefe herabgeht, in welcher das Waſſer nur eine geringe Strömung hat; denn die Spundwand ſchützt zwar den Boden unter dem Fundamente gegen Fortſpülung; allein ein ſeitliches Fortſpülen des Bodenmaterials um die Spundwand herum und das dadurch hervorgerufene Ausweichen derſelben wird nicht verhütet.

Steinſchüttungen müſſen aus ſo groſsen Steinen gebildet werden, daſs ſie vom Waſſer nicht fortbewegt werden [161]). Die Steinſchüttungen kommen entweder allein oder in Verbindung mit Spundwänden zur Verwendung. Im letzteren Falle haben ſie die Standfeſtigkeit der Spundwände zu erhöhen und das Wegſpülen des Bodenmaterials um dieſelben herum zu verhüten.

Auch hier müſſen hölzerne Conſtructionstheile des Fundamentes ſtets unter Waſſer ſein und deſshalb ihre Oberkante mindeſtens 50 cm unter den bekannten niedrigſten Waſſerſtand gelegt werden.

Ad ε). Dem vom Waſſer erzeugten Auftriebe muſs eine ſolche Maſſe entgegengeſetzt werden, daſs ſich beide das Gleichgewicht halten. Soll z. B. die Sohle eines Reſervoirs oder ſonſtigen Beckens durch das Grundwaſſer nicht gehoben werden, ſo muſs der Baukörper, der die Sohle bildet, eine ſolche Dicke erhalten, daſs ſein Gewicht mindeſtens eben ſo groſs iſt, als der wirkſame Auftrieb. In gleicher Weiſe iſt zu verfahren, wenn eine Baugrube trocken gelegt und durch einen waſſerdichten Baukörper die Waſſerzuſtrömung auf ihrer Sohle verhindert werden ſoll.

Die Dicke d ſolcher, dem Auftrieb entgegenwirkenden Baukörper (meiſt Mauer- und Beton-Schichten) läſſt ſich aus der Gleichung

$$d = \frac{t}{\gamma}$$

---

161) Stellt man ſich die Steine als Würfel von der Kantenlänge a vor, ſo muſs

$$a > \frac{\gamma}{2\,\gamma_0\,g\,f}\,v^2$$

ſein, wenn γ das Gewicht der Volumeinheit Waſſer, γ_0 das Gewicht der Volumeinheit Stein, v die Geſchwindigkeit des Waſſers, g die Beſchleunigung der Schwere und f den betreffenden Widerſtands-Coefficienten bezeichnet. Der Coefficient von v kann im Mittel zu 10 angenommen werden.

berechnen, wenn t die Höhe der drückenden Waſſerſäule (die Waſſertiefe) und γ das Gewicht der Volumeinheit des betreffenden Baukörpers bezeichnet. Indeſs erhält man auf dieſe Weiſe ſtets eine zu groſse Dicke, weil das Waſſer zwiſchen den Bodentheilchen einen Widerſtand erfährt und deſshalb ſeine Bewegungsgeſchwindigkeit kleiner iſt, als jene, welche der wirkſamen Druckhöhe entſprechen würde. Bei grobem Kiesboden wird in Folge deſſen die nach aufwärts wirkſame Kraft auf etwa die Hälfte, bei ſandigem Baugrund auf etwa ein Drittheil des theoretiſchen Auftriebes herabgemindert. Meiſtens wird deſshalb ſchon die Hälfte der nach obiger Formel berechneten Dicke genügen [162]).

Wirken auf ein Bauwerk auſser lothrechten auch wagrechte Kräfte, ſo ſind bei Auffuchung der Geſammtreſultanten die lothrechten Kräfte um das Maſs des Auftriebes zu verringern.

367. Gleichgewichtsſtörungen im Baugrund.

2) Gleichgewichtsſtörungen in den oberen Bodenſchichten. Dieſelben können hervorgebracht werden:

α) Durch örtliche Veränderungen, die in den meiſten Fällen durch Bodeneinſchnitte und ſonſtige Erdarbeiten entſtehen, und ein Abgleiten des Bauwerkes erzeugen können.

β) Durch Waſſeranſammlung in den tieferen Theilen der Erdrinde; hierdurch wird nicht ſelten ein Angriff und eine Löſung der zu Tage liegenden Erdſchicht hervorgerufen, welche ein Nachſinken höher gelegener Schichten und der darauf gegründeten Bauwerke zur Folge haben kann [163]).

γ) Gleichgewichtsſtörungen in den tieferen Bodenſchichten. Die hier in Frage kommenden Gleichgewichtsſtörungen ſind hauptſächlich diejenigen, welche durch unterirdiſche Baue, wie Bergwerks- und Waſſerſtollen, Tunnel etc., ſo wie durch die damit verbundenen Waſſerentziehungen und Einbrüche hervorgebracht werden [164]).

Durch ſolche Einflüſſe kann eben ſo ein Berſten des Fundamentes, wie ein Abgleiten deſſelben ſtattfinden.

Um in allen derartigen Fällen die zu errichtenden Gebäude vor einer ſpäteren Gefährdung nach Thunlichkeit zu ſchützen, muſs man Conſtructionen und Sicherungen ausführen, bei denen auf die Möglichkeit einer ſpäter eintretenden Lagenveränderung Rückſicht genommen iſt. Allgemeine Regeln laſſen ſich hierbei nicht aufſtellen, da die maſsgebenden örtlichen Verhältniſſe ungemein verſchieden ſind. Es läſſt ſich an dieſer Stelle nur allgemein ſagen, daſs man dem Abgleiten die entſprechenden Maſſen, dem Berſten des Fundamentes Conſtructionen entgegenſetzen muſs, die eine gröſsere Zugfeſtigkeit haben, als Mörtelmauerwerk.

In Theil III, Bd. 6 (Abth. V, Abſchn. 1, Kap. 3) wird von der Einwirkung der Bodenſenkungen auf Gebäude und den Sicherungen dagegen noch eingehend die Rede ſein.

e) Fundirungs-Tiefe.

368. Fundirungs-Tiefe.

Es war im Vorhergehenden mehrfach Anlaſs, von der Gröſse der Fundament-Tiefe und von einigen Factoren, welche dieſelbe beeinfluſſen, zu ſprechen. Es dürfte

---

162) Vergl. auch: Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 85.

163) Als Beiſpiele von Bauwerken, welche durch Gleichgewichtsſtörungen in den oberſten Bodenſchichten gelitten haben, können die von den Bergrutſchen zu Aachen etc. berührten Gebäude genannt werden.

164) Der unterhöhlte Baugrund in den Kohlenrevieren Rheinlands und Weſtphalens hat mehrfach ſchädliche Veränderungen erlitten. Die Stadt Eſſen ſteht auf einem Terrain, das der Steinkohlen-Formation angehört, von mehreren Kohlenflötzen durchſetzt und von einer Kreidemergelſchicht überlagert iſt. Durch den Abbau jener Kohlenflötze erfährt die Mergelſchicht theils durch Waſſerentziehung, theils durch zeitweiſe Einbrüche örtliche Einſenkungen. Die Gebäude kommen alsdann entweder auf die durch die Einſenkungen gebildeten Mulden oder auf die betreffenden Sattel zu ſtehen und werden hierbei einer Biegung ausgeſetzt, welche ein Reiſsen der unteren Mauerſchichten und ein Klaffen der Stoſsfugen nach unten oder oben zur Folge hat.

indefs nicht überflüffig fein, die hierbei zu beobachtenden Regeln nochmals zufammenzufaffen und durch die noch nicht erwähnten Gefichtspunkte zu ergänzen [165]).

1) Das Fundament ift, wenn irgend möglich, auf die tragfähige Bodenfchicht — fei es direct oder mittels einzelner Stützen (Pfeiler, Pfähle, Brunnen etc.) — zu fetzen. Nur im Nothfalle verfuche man es, durch die Reibung des Bodenmaterials an den Aufsenflächen des Fundamentes allein die erforderliche Standfeftigkeit deffelben zu erzielen (vergl. Art. 360, S. 249).

2) Die Fundament-Bafis mufs in froftfreier Tiefe gelegen fein (vergl. Art. 366, S. 255).

3) Man wähle eine über das geringfte zuläffige Mafs hinausgehende Fundirungs-Tiefe [166]), wenn man:

α) eine noch feftere Bodenfchicht erreichen will (vergl. Art. 362, S. 250);

β) wenn man durch eine gröfsere Fundament-Verbreiterung den vom Fundament zu übertragenden Druck auf eine gröfsere Fläche vertheilen will (vergl. Art. 363, S. 251);

γ) wenn man den Reibungswiderftand zwifchen dem Bodenmaterial und den Aufsenflächen des Fundamentes vermehren will (vergl. Art. 363, S. 252);

δ) wenn man ein Abgleiten des Fundamentes durch den Einflufs des fog. paffiven Erddruckes verhüten will (vergl. Art. 365, S. 254).

ε) wenn die Sohle der im Gebäude etwa anzulegenden unterirdifchen Räume tiefer gelegen ift, als die obere Begrenzung der tragfähigen Bodenfchicht, und

ζ) wenn das feitliche Ausweichen und Emporfteigen des Baugrundes verringert werden foll (vergl. Art. 362, S. 250).

4) Man führe das Fundament in eine folche Tiefe hinab, dafs es vom fchädlichen Einfluffe des Waffers bewahrt bleibt (vergl. Art. 366, S. 255).

369. Einflufs der Fundirungs-Tiefe.

Von der Fundirungs-Tiefe hängt zum grofsen Theile die Conftruction und Ausführung des Fundamentes ab. Für geringere Tiefen werden aufgebaute Fundamente (in ausgefchachteter Baugrube von unten nach oben hergeftellt), bei gröfseren Tiefen verfenkte Fundamente (in den Boden eingetrieben oder mittels Grabe- und Baggerarbeit gefenkt) angewendet.

f) Gründungsmethoden.

370. Wahl der Gründungsmethode.

Die Wahl der Gründungsmethode hängt ab:

1) von der Natur des betreffenden Gebäudes und von der Art und Weife, wie daffelbe den Baugrund beanfprucht (Eigengewicht des Gebäudes, ruhende und bleibende oder wechfelnde und ftofsende Belaftung, Erfchütterungen etc.);

2) von den Anfprüchen an die längere oder kürzere Zeit dauernde Erhaltung des Gebäudes (definitive und Interimsbauten, monumentale Bauwerke, einfachen Zwecken dienende Profanbauten etc.);

3) von der Befchaffenheit des Baugrundes;

4) von dem Vorhandenfein von Waffer (ob Grundwaffer, offenes fliefsendes, wellenfchlagendes etc. Waffer) und anderen äufseren, den Baugrund beeinfluffenden Factoren;

5) von den verfügbaren Bauftoffen, mafchinellen und fonftigen Hilfsmitteln;

6) von der verfügbaren Bauzeit, und

7) von den Koften, welche die einzelnen Gründungsmethoden erzeugen.

---

165) Diejenigen Regeln und Gefichtspunkte, von denen bereits ausführlicher die Rede war, find durch kleineren Druck gekennzeichnet.

166) *Vitruv* fagt im III. Buche (Kap. 4): Das Erdreich ift bei Tempelbauten nicht nur fo tief auszugraben, bis man, wo möglich, feften Boden erreicht, fondern auch noch in die feffe Bodenfchicht hinein, nach Mafsgabe der Gröfse und Schwere des aufzuführenden Gebäudes.

371. Einfluſs des Baugrundes.

Unter dieſen Factoren ſind indeſs die Beſchaffenheit des Baugrundes und der Einfluſs des Waſſers in erſter Reihe leitend bei der Wahl der Gründungsmethode.

Betreff des Baugrundes iſt hierbei entſcheidend:

1) ob die feſte Bodenſchicht, worauf das Fundament-Mauerwerk unmittelbar geſetzt werden kann, bereits in geringerer Tiefe ſich vorfindet, oder

2) ob der tragfähige Baugrund erſt in gröſserer Tiefe (innerhalb ziemlich weiter Grenzen, 3 bis 15 m) unter der Erdoberfläche zu finden iſt, ſo daſs er mittels Pfeilern, Pfählen, Senkbrunnen oder Senkröhren erreichbar iſt, oder

3) ob die tragfähige Bodenſchicht ſich in noch gröſserer Tiefe befindet, ſo daſs ſie mit den eben angedeuteten Mitteln nicht erreicht werden kann.

372. Einfluſs des Waſſers.

Der Einfluſs des Waſſers macht ſich in negativem oder poſitivem Sinne geltend, in ſo fern

1) gar kein Waſſer vorhanden iſt, oder

2) Waſſer ſich zwar vorfindet — ſei es Grundwaſſer oder offenes Waſſer (letzteres ein im Hochbauweſen verhältniſsmäſsig ſehr ſeltener Fall) — welches ſich aus der Baugrube ausſchöpfen läſſt, oder

3) das vorhandene Waſſer nicht ausgeſchöpft werden kann.

373. Gruppirung und Eintheilung der Fundirungen.

Vereinigt man die angeführten ſechs Geſichtspunkte unter einander, ſo kann man die verſchiedenen Gründungsweiſen nach Art des neben ſtehenden Schemas [167]) gruppiren.

Für die nachfolgenden Betrachtungen erſcheint es am zweckmäſsigſten, die Grundbauten einzutheilen in [168]):

1) Aufgebaute Fundamente, welche von unten nach oben hergeſtellt werden, und

2) Verſenkte Fundamente, deren Ausführung von oben nach unten geſchieht — ſei es, daſs ſie in den Boden eingetrieben werden, ſei es, daſs unter dem bereits fertigen Fundamentkörper der ſchlechte Boden nach und nach weggenommen wird.

374. Koſten.

Es wurde in Art. 370 geſagt, daſs auch die Koſten der Gründungsmethoden bei deren Wahl ausſchlaggebend ſein können. Man wird, zwei gleich gute Fundament-Conſtructionen vorausgeſetzt, naturgemäſs diejenige wählen, welche unter ſonſt gleichen Verhältniſſen, die geringeren Koſten verurſacht.

So z. B. wurde bei der Gründung gewiſſer Theile des neuen Reichstagshauſes in Berlin durch eingehende Koſtenberechnung die zweckmäſsigſte Methode ermittelt. Es berechnete ſich 1 Quadr.-Meter Beton-Gründung unmittelbar auf dem 4,5 bis 5,0 m unter N. W. lagernden feſten Kies, zu rund 86 Mark, die Herſtellung eines Beton-Pfahlroſtes, einſchl. der Koſten für die Waſſerhaltung zu rund 58 Mark; bei erſterer wäre noch hinzugekommen, daſs ein Erdkörper von etwa 2000 qm Grundfläche und 4,5 bis 5,0 m Tiefe im Waſſer auszuheben geweſen wäre, was einen bedeutenden Aufwand an Zeit und Geldmitteln erfordert haben würde. Die Gründung mittels Beton-Pfahlroſt wurde deſshalb vorgezogen [169]).

Die Koſten der einen oder anderen Gründungsweiſe können unter Umſtänden auch dann ausſchlaggebend ſein, wenn die verfügbaren Geldmittel ſehr beſchränkte ſind; man wird häufig das billigere Gründungsverfahren wählen, wenn daſſelbe auch weniger ſolide, als ein anderes, leider theuereres iſt.

Da, wie im vorſtehenden Kapitel gezeigt wurde, eine groſse Zahl von Factoren und Einflüſſen auf die Conſtruction und Ausführung eines Fundamentes einwirken, da, wie das neben ſtehende Schema zeigt, auch die Zahl der verſchiedenen Gründungsmethoden eine nicht geringe iſt; ſo ſind auch die abſoluten Koſten der Fundamente ſehr verſchieden. Leider liegen brauchbare Angaben darüber nur in geringem Maſse vor.

---

167) Daſſelbe iſt zum Theile dem im »Deutſchen Bauhandbuch« (III. Theil. Berlin 1879. S. 26) von *Franzius* aufgeſtellten Schema nachgebildet.

168) Die häufig vorkommende Eintheilung in natürliche und künſtliche Fundirung wurde, da ſie jeder principiellen Grundlage entbehrt, hier nicht weiter beachtet.

169) Näheres in: Der Bau des Reichstagshauſes in Berlin. Centralbl. d. Bauw. 1885, S. 25.

Baugrund:	Waſſer nicht vorhanden.	Waſſer vorhanden als: Grundwaſſer.	Waſſer vorhanden als: offenes Waſſer, welches ſich ausſchöpfen läſſt.	Waſſer vorhanden, aber nicht auszuſchöpfen.
in geringer Tiefe feſt.	Unmittelbare Ausführung des Fundament-Mauerwerkes auf dem feſten Baugrund.	1) Abgraben der lockern Bodenſchicht, Ausſchöpfen des Waſſers und a) Ausführung des voll gemauerten Fundamentes; b) Ausführung einzelner maſſiv gemauerten Fundament-Pfeiler mit Erdbogen. 2) Schwache Beton-Schicht zur Dichtung der Quellen.	1) Herſtellung einer waſſerfreien Baugrube, Abgraben der lockern Bodenſchicht und	1) Steinſchüttung. 2) Beton-Schicht (durch Verſenken ohne Waſſerſchöpfen hergeſtellt).
in erreichbarer Tiefe feſt.	Abgraben der lockeren Bodenſchichten und 1) Ausführung des vollgemauerten Fundamentes; 2) Ausführung einzelner maſſiv gemauerten Fundament-Pfeiler, ohne oder mit Erdbogen; 3) Beton-Schicht.	Abgraben der lockeren Bodenſchichten bis unter den Grundwaſſerſpiegel und a) tief liegender Pfahlroſt; b) Beton-Schicht zur Dichtung der Quellen (mit oder ohne Waſſerſchöpfen).	1) Herſtellung einer waſſerfreien Baugrube und tief liegender Pfahlroſt; 2) hoch liegender Pfahlroſt; 3) Gründung mittels eiſerner Schraubenpfähle.	1) Hoch liegender Pfahlroſt; 2) Baggerung und a) Steinſchüttung, b) Beton-Verſenkung. 3) Senkbrunnen. 4) Senkröhren.
in erreichbarer Tiefe feſt.	1) Verbreiterung des Mauerwerkes; 2) breite Beton-Schicht; 3) trockene Steinpackung; 4) Sandſchüttung; 5) umgekehrte Gewölbe.	Abgraben der lockern Bodenſchicht auf angemeſſene Tiefe, jedenfalls bis unter den niedrigſten Grundwaſſerſpiegel, 1) Ausſchöpfen des Waſſers und a) Schwellroſt, b) Sandſchüttung, c) breite Beton-Lage, d) Pfahlroſt oder Pfähle zur Dichtung des Baugrundes, e) umgekehrte Gewölbe, f) Steinpackung; 2) breite Beton-Schicht ohne Waſſerſchöpfen.	1) Herſtellung einer waſſerfreien Baugrube, Abgraben der lockern Bodenſchicht in angemeſſene Tiefe und 2) Hoch liegender Pfahlroſt; 3) Gründung mittels eiſerner Schraubenpfähle.	Belaſtung des Baugrundes um das Fundament herum und 1) Senkbrunnen, 2) Senkröhren.
Bemerkungen:	Holz nicht zu verwenden.	Holz unter Waſſer zuläſſig; genaue Arbeit möglich.		Holz unter Waſſer zuläſſig; weniger genaue Arbeit.

In den von *Endell* und *Frommann*, bezw. *Wiethoff*[170]) veröffentlichten »Statiſtiſchen Nachweiſen, betreffend die in den Jahren 1871 bis einſchl. 1880 vollendeten und abgerechneten Preuſsiſchen Staatsbauten« ſind auch die Koſten der »künſtlichen Fundirungen« für 1 qm bebaute Grundfläche angegeben. Da indeſs die Angaben über die Gründungstiefen fehlen, ſo ſind Koſtenvergleiche nicht gut anzuſtellen. Geeigneter hierzu wären Angaben über den Preis für 1 cbm Grundbau (bebaute Grundfläche × Gründungstiefe), weil die Koſten von der Gründungstiefe in hohem Maſse abhängig ſind; allerdings kommt der Einfluſs der letzteren in der angewandten Fundirungs-Methode einigermaſsen zum Ausdruck.

Im Folgenden wird mehrfach Gelegenheit ſein, der Koſten der verſchiedenen Fundament-Conſtructionen Erwähnung zu thun.

---

[170]) In: Zeitſchr. f. Bauw. (Auch als Sonderabdruck erſcheinend.)

2. Abſchnitt.

Aufgebaute Fundamente.

375. Ueberſicht.

Für die aufgebauten Fundamente iſt kennzeichnend, daſs ſie faſt ſtets die Herſtellung einer Baugrube erfordern, auf deren Sohle das Fundament unmittelbar (von unten nach oben) zur Ausführung kommt. Nur in ſehr ſeltenen Fällen kann von der Ausſchachtung einer Baugrube abgeſehen werden; denn es iſt nur bei ſehr wenigen zu Tage liegenden, vollkommen widerſtandsfähigen Felsarten zuläſſig, ein Bauwerk unmittelbar darauf zu ſetzen. Das im Hochbauweſen am häufigſten angewendete Gründungsverfahren beſteht vielmehr darin, daſs man die oberen, lockeren Bodenſchichten abgräbt und auf dieſe Weiſe einen Baugrund zu erreichen trachtet, der vollkommen tragfähig oder doch ſo widerſtandsfähig iſt, daſs man durch eine geeignete Fundament-Conſtruction unmittelbar darauf gründen kann; in manchen Fällen (bei groſser Fundirungs-Tiefe, z. B. tief gelegenen Souterrain-Räumen etc.) iſt man genöthigt, auch noch einen Theil der tragfähigen Bodenſchicht auszuheben. Die Sohle einer derart hergeſtellten Baugrube muſs eine Geſtalt und Lage erhalten, welche der Form und Lage der Fundament-Baſis entſpricht (vergl. Art. 355 u. 356, S. 245 bis 247); auf der Sohle der Baugrube wird das Fundament »aufgebaut«, daher die im Vorliegenden gewählte Bezeichnung »aufgebaute Fundamente«.

Dieſe Gründungsmethode iſt den anderen Methoden unbedingt vorzuziehen, weil ſie geſtattet, die Beſchaffenheit des Bodens in allen Einzelheiten kennen zu lernen, die Sohle der Baugrube zu ebnen und zu reinigen und darauf das Fundament mit der erforderlichen Sorgfalt herzuſtellen. Am vortheilhafteſten iſt es hierbei, die Baugrube in ſolcher Tiefe auszuheben, daſs ihre Sohle durch eine vollkommen tragfähige Bodenſchicht gebildet wird; alsdann läſſt ſich auf derſelben ohne Weiteres die Fundament-Mauerung ausführen, wodurch *gemauerte Fundamente* entſtehen. Dieſem Verfahren giebt man mit Recht den Vorzug vor anderen. Iſt es mit Rückſicht auf die Koſten oder aus anderen Gründen nicht ſtatthaft, ein durchgehendes (volles) Fundament-Mauerwerk auszuführen, ſo trachtet man wenigſtens einzelne *Fundament-Pfeiler* auf den tragfähigen Baugrund zu ſetzen.

Kann man jedoch mit der Fundament-Baſis nicht auf eine genügend widerſtandsfähige Bodenſchicht herabgehen, ſo ſind entweder *geſchüttete* oder *Schwellroſt-Fundamente* in Ausführung zu bringen; zu erſteren gehören die aus *Beton-* und *Sandſchüttungen* gebildeten Fundamente.

Vorſtehend wurde im Weſentlichen die Gründung von Bauwerken berückſichtigt, die auf der feſten Erdoberfläche zu errichten ſind. Für Bauwerke, die am oder im offenen Waſſer ausgeführt werden ſollen, wird die Baugrube durch geeignete Um-

ſchlieſsungswände begrenzt und auch innerhalb dieſer die allenfalls vorhandene lockere Bodenſchicht beſeitigt, um auf ganz tragfähigem oder doch genügend widerſtandsfähigem Baugrund unmittelbar fundiren zu können.

Auch bei den verſenkten Fundamenten wird nicht ſelten die Herſtellung einer Baugrube erforderlich; doch reicht alsdann deren Sohle niemals bis auf die tragfähige Schicht, und es wird auch nicht auf dieſer Sohle das Fundament von unten nach oben aufgebaut.

Im vorliegenden Abſchnitt wird zunächſt die Herſtellung der Baugrube beſprochen und alsdann an die Vorführung der verſchiedenen Arten von aufgebauten Fundamenten geſchritten werden.

1. Kapitel.

Baugrube.

a) Baugrube im Trockenen.

Fundament-Gräben und Baugrube.

376. Wenn die Fundamente eines Gebäudes ausgeführt werden ſollen, ſo werden entweder bloſs die für die Aufsen- und Innenwände deſſelben erforderlichen Baugruben ausgehoben, wodurch dieſelben in die ſog. Fundament-Gräben übergehen. Oder es werden, falls unter dem Gebäude Keller oder andere unterirdiſche Räume vorhanden ſein ſollen, auch für dieſe die Ausſchachtungen vorgenommen, ſonach eine einzige groſse Baugrube gebildet. In dieſem Falle wird zunächſt die Baugrube bis zur Sohle der anzuordnenden Souterrain-Räume ausgehoben, und erſt innerhalb dieſer werden die Fundament-Gräben ausgeſchachtet.

Dieſes Verfahren darf nicht Anwendung finden, wenn das zu errichtende Gebäude unmittelbar an ſchon beſtehende Gebäude ſtöſst und der Beſtand der letzteren durch das Ausheben der groſsen Baugrube gefährdet würde. In ſolchen Fällen ſind zunächſt nur die Fundament-Gräben für jene Mauern auszuſchachten, die winkelrecht zum Nachbargebäude gerichtet ſind; durch ſofortige Ausführung der betreffenden Grundmauern wird eine Verſtrebung der Nachbargebäude bewirkt.

Eine einheitliche Baugrube wird auch dann zur Ausführung gebracht, wenn es ſich um die Fundirung von Bauwerken handelt, die gröſsere geſchloſſene Maſſen bilden, wie Gedächtniſsſäulen, Obeliske, monumentale Brunnen und andere Denkmale.

Abmeſſungen und Querſchnitt.

377. Die Tiefe der Baugruben, bezw. der Fundament-Gräben iſt durch die Bodenbeſchaffenheit und durch die Fundament-Conſtruction bedingt; ſie ergiebt ſich aus den in Art. 368 (S. 258) entwickelten Grundſätzen. Die wagrechten Abmeſſungen gröſserer Baugruben übertreffen in der Regel die Grundriſs-Dimenſionen des zu fundirenden Bauwerkes. Es wird meiſt um die Grundriſsfigur des letzteren ein Umgang gebildet, der mindeſtens ſo breit iſt, daſs darauf ein Mann ſtehen kann, alſo mindeſtens 30, beſſer 50 cm; bei gröſseren Fundirungen wird bisweilen an einer oder auch an zwei Seiten ein Umgang angeordnet, der auch zur Lagerung und Fortbewegung verſchiedener Materialien zu dienen hat und dann eine Breite von 1,0 bis 1,5 m erhält.

Die Fundament-Gräben erhalten häufig keine gröſsere Sohlenbreite, als ſie durch die Breite der Fundament-Baſis und durch die von der Zimmerung beanſpruchte Breite bedingt iſt.

Der Rauminhalt der auszuſchachtenden Bodenmaſſen iſt am geringſten, wenn die Wandungen der Baugrube lothrecht ſind. Bei geringer Tiefe und feſterem Erd-

reich läfst ſich eine derartige Begrenzung ohne Weiteres erzielen; ſonſt mufs eine Zimmerung zu Hilfe genommen werden. Letztere erzeugt nicht ſelten grofse Koſten, ſo dafs es unter Umſtänden billiger ſein kann, wenn man die Baugrube mit geböſchten Wandungen aushebt; eine vergleichende Koſtenberechnung iſt in der Regel ausſchlaggebend, den Fall ausgenommen, dafs es überhaupt unzuläſſig iſt, die Baugrubenwandungen anders als lothrecht herzuſtellen.

Der letztgedachte Fall tritt namentlich bei ſtädtiſchen Bauten ein, wo man durch Lagerung des ausgegrabenen Bodens, der Baumaterialien, durch Gerüſte etc. ſchon ſo viel Raum in Anſpruch nimmt, dafs von geböſchten Grubenwandungen kaum die Rede ſein kann.

1) Baugruben ohne Zimmerung.

378. Baugruben ohne Zimmerung.

Feſter Felſen, feſt gelagertes Gerölle etc., kurz aller Boden, der in Art. 327 (S. 232) als »ſehr gut« und als »gut« bezeichnet worden iſt, kann in lothrechter Begrenzung abgeſprengt, bezw. abgegraben werden. Auch etwas loſerer (»ziemlich guter«) Boden bleibt auf geringe Tiefen lothrecht anſtehen; insbeſondere iſt dies häufig bei den Fundament-Gräben der Fall, die innerhalb der erſchloſſenen Baugrube noch beſonders ausgehoben werden und meiſt eine nur geringe Tiefe erhalten (Fig. 635).

Fig. 634.

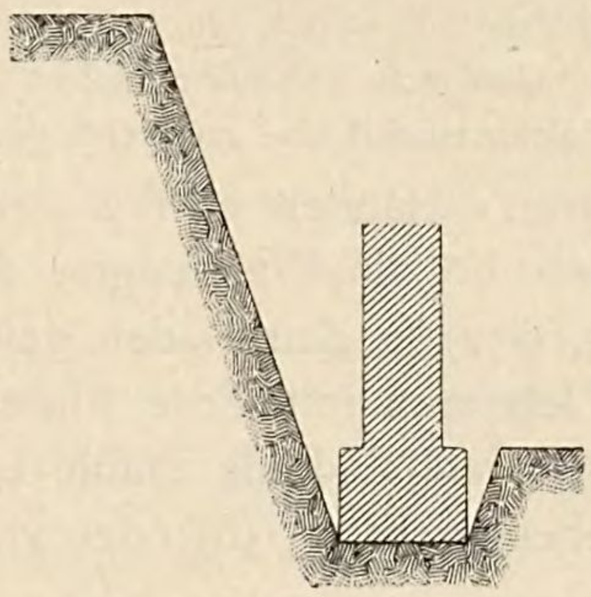
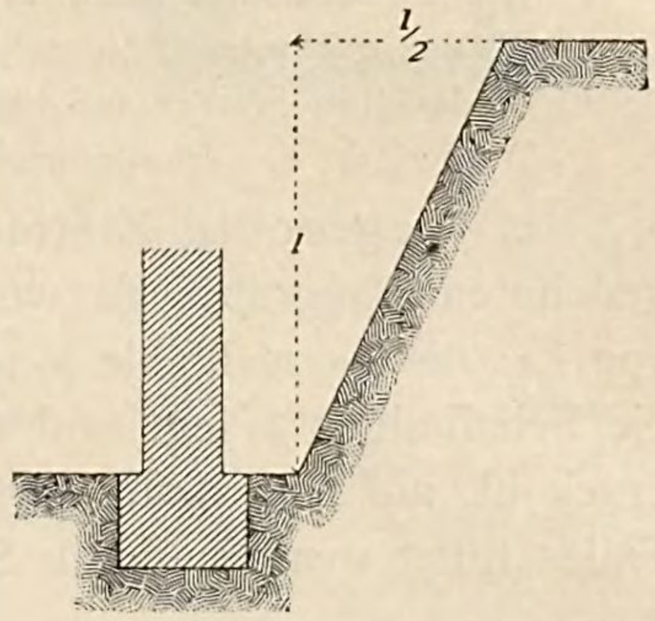
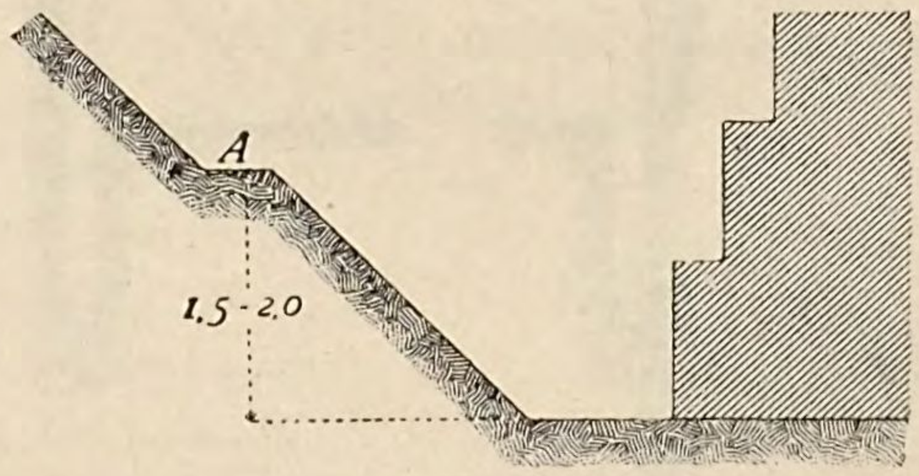


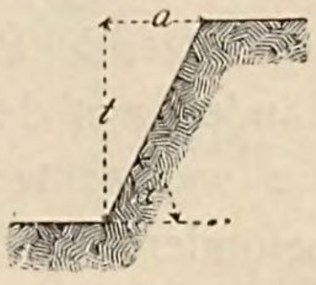
Fig. 635.



Bei gröſserer Tiefe und bei noch lockererem (»ſchlechtem«) Boden werden die Gruben-, bezw. Grabenwandungen geböſcht ausgeführt (Fig. 634); die Böſchung wird, um an Ausſchachtungsmaſſe zu ſparen, möglichſt ſteil angelegt. Hat der abzugrabende Boden einigen Zuſammenhang und iſt die Tiefe keine zu grofse, ſo genügt in der Regel eine halbmalige[171]) Böſchung (Fig. 635); ſehr tiefe Baugruben und Fundament-Gräben in leicht beweglichem Erdreich erhalten ein-, anderthalbmalige, ſelbſt noch flachere Böſchungen (Fig. 636). Die geböſchten Wandungen tiefer Baugruben erhalten in lothrechten Abſtänden von 1,5 bis 2,0 m wagrechte Abſätze *A* (Fig. 636), welche Bermen, Bänke oder Bankete heifsen; dieſelben vermehren die Haltbarkeit der Böſchungen; von oben herabfallende Erdtheilchen werden daſelbſt aufgehalten; auch werden ſie zur Lagerung und zur Fortbewegung von Materialien benutzt. Derlei Bermen ſollten nicht weniger als 40 bis 50 cm Breite erhalten.

Fig. 636.





171) Die Bezeichnungen halbmalig, dreiviertelmalig, einmalig, fünfviertelmalig, anderthalbmalig etc. geben bei den Böſchungen der Erdkörper das Verhältniſs $\frac{a}{t}$ (ſiehe neben ſtehende Figur) oder die Cotangente des Böſchungswinkels α an.

2) Baugruben mit Zimmerung.

379. Baugruben mit Zimmerung.

Soll eine Baugrube mit lothrechten Wandungen in einem Boden hergeſtellt werden, der ohne Stützung in ſolcher Begrenzung nicht ſtehen bleibt, ſo muſs eine ſog. Zimmerung, Abſteifung, Abſpreizung oder Bölzung der Grubenwandungen vorgenommen werden. Dieſelbe wird in Holz ausgeführt und beſteht im Weſentlichen darin, daſs man an das zu ſtützende Erdreich eine Verſchalung oder Bekleidung aus ſtärkeren Brettern oder Bohlen legt und dieſe durch weitere Hölzer entſprechend ſtützt. Die Schalbohlen können wagrecht oder lothrecht gelegen ſein; hiernach ſoll im Folgenden zwiſchen wagrechter und lothrechter Zimmerung unterſchieden werden.

Eine gute Baugruben-Zimmerung ſoll folgende Bedingungen erfüllen:

α) Die Zimmerung ſoll ſo feſt ſein, daſs ſie dem in und neben der Baugrube beſchäftigten Perſonal die nöthige Sicherheit gewährt.

β) Die Zimmerung ſoll möglichſt wenig Holz erfordern, nicht nur, damit ſie thunlichſt geringe Koſten erzeugt, ſondern auch aus dem Grunde, um den Raum in der Baugrube thunlichſt wenig zu verengen.

γ) Um die zur Zimmerung dienenden Hölzer ſpäter anderweitig verwenden zu können, ſollen ſie möglichſt wenig behauen und geſchnitten, überhaupt möglichſt wenig bearbeitet werden.

δ) Die Schalbohlen ſollen, ſo weit als thunlich, nur mit der Hand einzuſetzen ſein.

ε) Die verſchiedenen Zimmerungshölzer ſollen nach dem Gebrauch ſich leicht entfernen laſſen; beim Beſeitigen derſelben ſoll der anſtehende Boden nicht zuſammenbrechen.

ζ) Die Zahl der erforderlichen Holzſorten ſoll eine möglichſt geringe ſein.

380. Wagrechte Zimmerung.

α) Wagrechte Zimmerung. Handelt es ſich um die Zimmerung einer ausgedehnten Baugrube, ſo werden vor die Wandungen derſelben in Abſtänden von von 1,25 bis 2,00 m Pfähle *p* (Fig. 637) in den Boden geſchlagen, hinter welche man die Schalbohlen *b* legt und die letzteren mit Erde hinterfüllt. Je gröſser der Erddruck iſt, auf eine deſto gröſsere Tiefe ſind die Pfähle einzurammen; erforderlichen Falles ſtützt man ſie durch Streben *r* (Fig. 638) oder verankert ſie nach rückwärts,

Fig. 637.

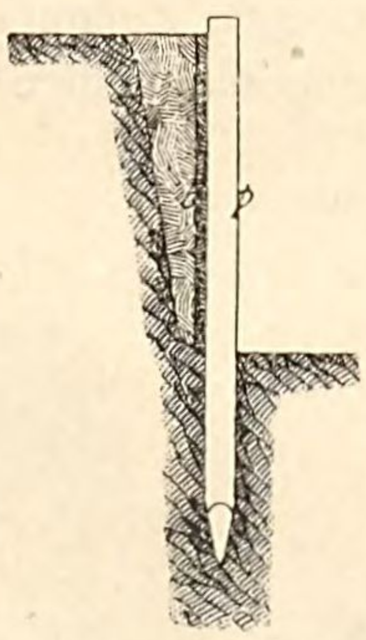


Fig. 638.

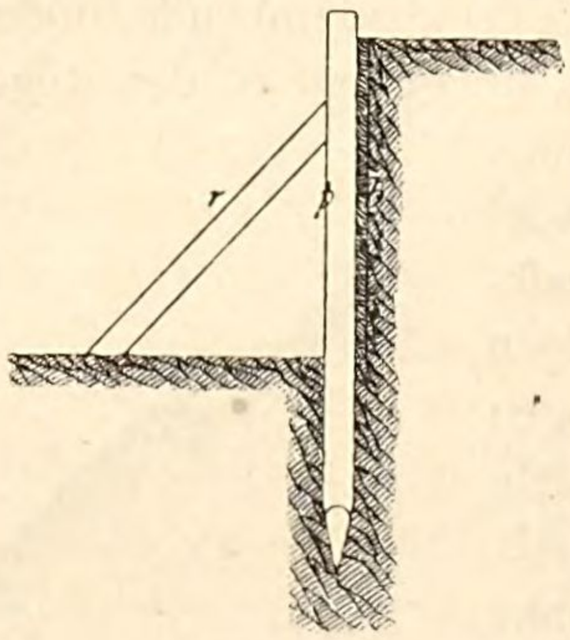
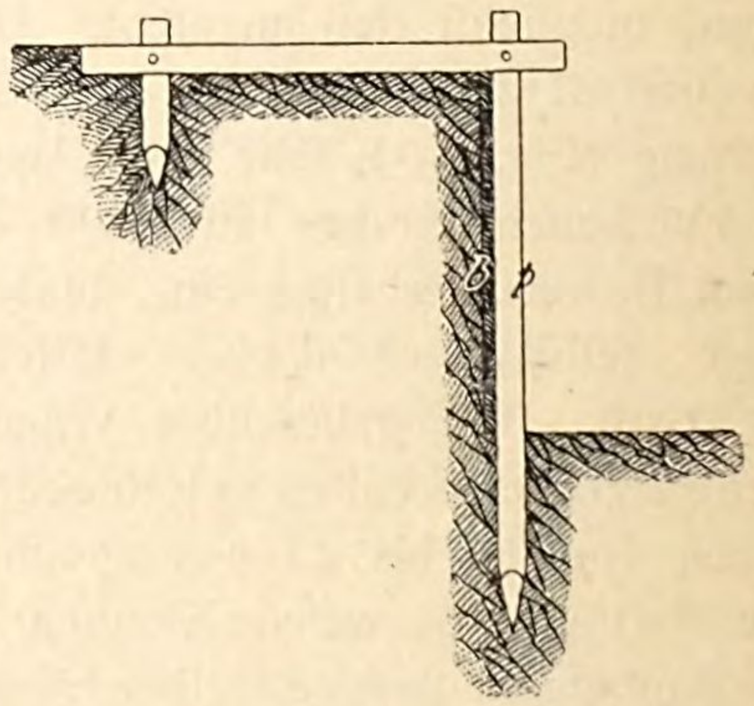


Fig. 639.



wie dies aus Fig. 639 erſichtlich iſt. Die Stöſse der Schalbohlen müſſen auf einen Pfahl treffen; noch beſſer iſt es, die Bohlen nicht an einander ſtoſsen, ſondern einander übergreifen zu laſſen. Letzteres empfiehlt ſich namentlich dann, wenn der zu ſtützende Boden feinkörnig, naſs und leicht beweglich iſt, ſo daſs er unter Umſtänden aus den Fugen herausquillen würde. In einem ſolchen Falle werden auch die wagrechten Fugen zwiſchen den über einander liegenden Schalbohlen durch beſondere Leiſten gedeckt.

Wenn enge und lang geſtreckte Baugruben, bezw. Fundament-Gräben gezimmert werden ſollen, ſo ändert man den eben beſchriebenen Vorgang dahin ab, daſs man die zwei entgegengeſetzten Wandungen wechſelſeitig gegen einander abſteift; alsdann iſt das Einſchlagen von Pfählen nicht mehr erforderlich.

Bisweilen iſt der Boden ſo haltbar, daſs es genügt, nur an einzelnen Stellen Schalbohlen *b* (Fig. 640) an das Erdreich anzulegen und durch Steifen oder Spreizen *s* an daſſelbe anzudrücken; hierbei wird man, dem wachſenden Erddruck entſprechend, die Zahl der Bohlen und Steifen nach unten zunehmen laſſen. Bei lockerem Boden müſſen beide Grubenwände vollſtändig verſchalt werden (Fig. 641 u. 642). Um den Druck, den mehrere über einander gelegene Bohlen *b* empfangen, auf eine gemeinſchaftliche Steife *s* zu übertragen, ordnet man in dieſem, wie im vorhergehenden Falle in Abſtänden von 1,50 bis 2,00 m lothrechte Hölzer *a* an, zwiſchen denen die Steifen eingezogen werden. Da die Längen der letzteren nicht immer genau paſſen, ſo wird zwiſchen dem einen Hirnende derſelben und dem betreffenden lothrechten Holze ein Keil eingetrieben.

Fig. 640.

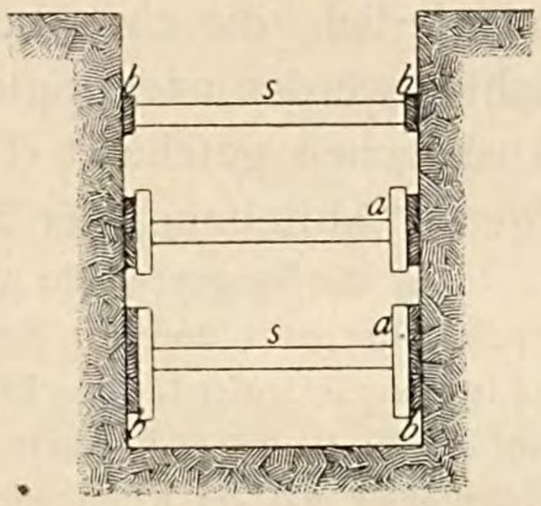


Fig. 641.

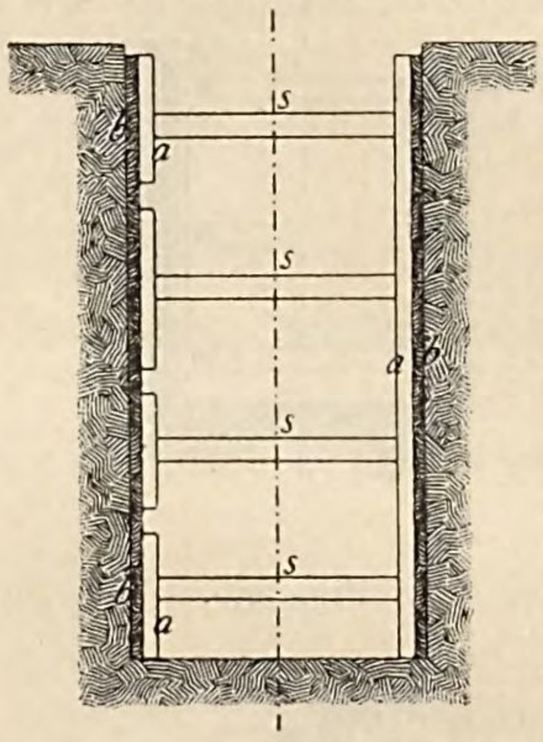


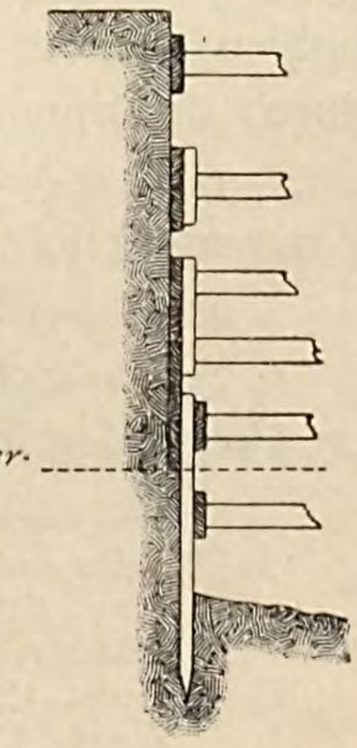
Fig. 642.

Die lothrechten Hölzer *a* beſtehen entweder aus mehreren Stücken (Fig. 641) oder aus einem einzigen Stück (Fig. 642); letzteres iſt für beſonders ſtarke Zimmerungen zu empfehlen. Indeſs können beim Ausſchachten der Baugrube die Steifen *s* und die lothrechten Hölzer *a* nicht ſofort in die durch die oben ſtehenden Figuren veranſchaulichte Lage gebracht werden; denn es würde ſonſt nicht möglich ſein, unterhalb einer ſchon verlegten Schalbohle eine weitere anzubringen. Deſshalb müſſen während der Grabearbeit die Steifen nur vorläufig eingeſetzt werden; die lothrechten Hölzer werden erſt ſpäter angebracht.

Weder die Steifen *s*, noch die lothrechten Hölzer *a* brauchen ſcharfkantig behauen zu ſein; bei erſteren kann man jede Bearbeitung entbehren; letztere müſſen an zwei Seiten regelmäſsig behauen werden. Die Schalbohlen *b* erhalten 4 bis 6 cm Dicke; nicht ſelten läſſt man ihre Dicke von oben nach unten zunehmen. Die Steifen *s* erhalten, je nach der geringeren oder gröſseren Breite der Baugrube, 12 × 12 bis 15 × 15 cm Querſchnittsabmeſſung. Für die lothrechten Hölzer *a* verwendet man entweder Bohlen von der eben angegebenen Dicke oder, bei bedeutenderem Drucke, Hölzer von 8 bis 10 cm Dicke.

In ſolcher Weiſe laſſen ſich Baugruben von ziemlich groſser Tiefe (bis 8 m) auszimmern, wenn das Grundwaſſer nicht hindernd entgegentritt. Zeigen ſich beim Ausſchöpfen deſſelben Schwierigkeiten, ſo wird das Anbringen weiterer Schalbohlen erſchwert, bei ſehr ſtarkem Waſſerandrang ſogar unmöglich gemacht. Alsdann wird die wagrechte Zimmerung nur bis etwas über den Grundwaſſerſpiegel fortgeſetzt, und von hier aus werden lothrecht und dicht neben einander geſtellte Bohlen in den Boden eingetrieben, ſonach eine lothrechte Zimmerung angewendet (Fig. 643).

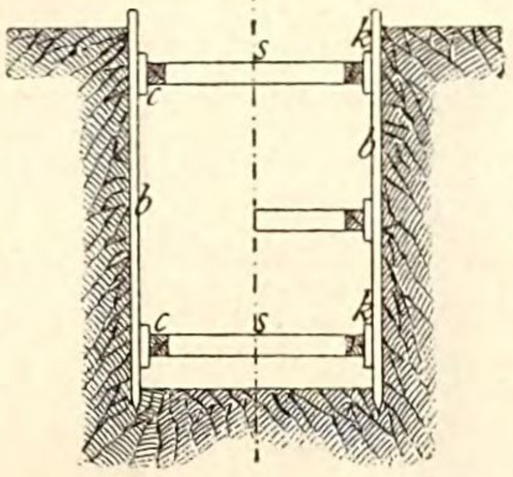
Fig. 643.



381. Lothrechte Zimmerung.

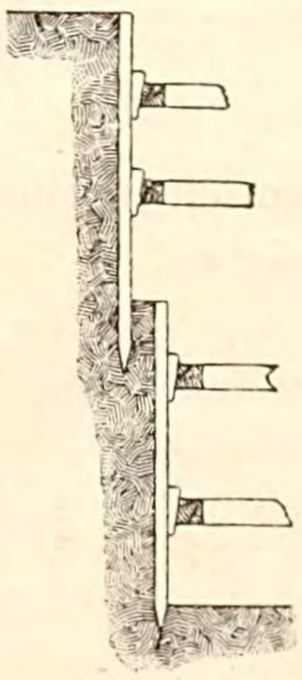
β) Lothrechte Zimmerung. Diefe kommt hauptfächlich nur für engere Baugruben, bezw. für Fundament-Gräben in Anwendung. Die lothrecht geftellten Schalbohlen *b* (Fig. 644) werden, je nach der Gröfse des Erddruckes, in Zwifchenräumen oder dicht neben einander angeordnet; fie werden in demfelben Mafse durch Hammerfchläge nachgetrieben, als die Ausfchachtung der Baugrube nach der Tiefe fortfchreitet. Der Druck der Schalbohlen wird auf Gurthölzer *c* übertragen, zwifchen welche die Steifen *s* eingefetzt werden. Es find mindeftens zwei Reihen von Gurthölzern erforderlich, die eine oben, die andere unten; längere Schalbohlen werden nachträglich noch durch Zwifchengurte gegen Ausbauchen gefchützt (Fig. 645). Keile *k* dienen zur kräftigeren Abfteifung der Schalbohlen gegen die Gurthölzer.

Fig. 644. Fig. 645.



Ift die Baugrube fehr tief und der Boden locker, fo wird der Erddruck fehr grofs und die Reibung zwifchen Grubenwandung und Schalbohlen fehr bedeutend. Das Eintreiben der letzteren erfordert alsdann einen grofsen Kraftaufwand; damit die Bohlen den heftigen Hammerfchlägen widerftehen und am Kopfe nicht zerfpalten, ift es angezeigt, den letzteren mit einem Eifenring zu umgeben. Auch empfiehlt es fich, die Keile *k* etwas zu lüften, fobald die Bohlen nachgetrieben werden follen.

Fig. 646.



Auch hier ift es nicht nothwendig, Steifen und Gurthölzer fcharfkantig zu behauen; erftere erhalten diefelben Querfchnittsabmeffungen, wie im vorhergehenden Falle, die letzteren 10 bis 12 cm Dicke. Die Bohlen werden je nach der Tiefe der Baugrube 4 bis 6 cm ftark gewählt und in Längen von 2,0 bis 2,5 m angewendet. Bei gröfserer Grubentiefe wird unter die erfte Bohlenreihe noch eine zweite Bohlenreihe mit neuen Gurthölzern, wenn nöthig noch eine dritte etc. Reihe angeordnet. Damit die Grube nach unten zu nicht enger werde, ift jede neue Bohlenreihe fchräg zu führen (Fig. 646).

Eine derartige Baugruben-Zimmerung wird befonders fchwierig, wenn die Bodenbefchaffenheit wechfelt, wenn man unter die Fundament-Sohle benachbarter Gebäude zu gehen hat, wenn viel Waffer zu bewältigen ift, wenn neben der Baugrube Gegenftände fich im Boden befinden, welche gegen jede, felbft noch fo geringe Bewegung zu fchützen find, wie Steinzeugrohre etc. [172]).

Handelt es fich um die Zimmerung enger und fehr tiefer Baugruben, fo übergeht die vorftehend befchriebene Grubenzimmerung in die im Berg- und Tunnelbau übliche Schachtzimmerung [173]).

Ift eine Baugrube in ftark naffem und leicht beweglichem Boden, der ein unmittelbares Wafferfchöpfen nicht geftattet, herzuftellen, fo treibt man ftatt der Schalbohlen ftärkere Spundbohlen oder -Pfähle ein; wenn nothwendig, erhöht man die durch die Spundung hervorgebrachte Dichtung noch durch einen Thonfchlag etc.

382. Vergleich der Zimmerungen.

γ) Ein Vergleich beider Zimmerungsmethoden ergiebt für die wagrechte Zimmerung folgende Vortheile:

α) Man ift in den Längenabmeffungen der Hölzer nur wenig befchränkt.

β) Die Schalbohlen leiden nicht fo fehr, wie bei der lothrechten Zimmerung (in Folge der Hammerfchläge).

---

172) Eine zweckmäfsige Zimmerungsmethode für folche Fälle theilt *Manck* mit in: Deutfche Bauz. 1871, S. 227.

173) Ueber den bergmännifchen Ausbau von Schächten vergl.:
Rziha, F. Lehrbuch der gefammten Tunnelbaukunft. 2. Band. Berlin 1872. S. 426.
Serlo, A. Bergbaukunde. 2. Aufl. 1. Band. Berlin 1873. S. 289.
Sickel, C. A. Die Grubenzimmerung. 2. Abth. Schachtzimmerung etc. Freiberg 1873.
Schoen, J. G. Der Tunnel-Bau. 2. Aufl. Wien 1874. S. 133.

c) Man kann in einfacher Weiſe, dem mit der Tiefe zunehmenden Erddrucke entſprechend, die Zimmerung nach unten an Stärke zunehmen laſſen.

d) Die wagrechte Zimmerung kommt unter gewöhnlichen Verhältniſſen bei engen und lang geſtreckten Baugruben von nicht zu groſser Tiefe billiger zu ſtehen, als die lothrechte Zimmerung.

e) Erſtere verdient bei ausgedehnteren Baugruben, bei denen ſich nicht eine Wand gegen die andere abſteifen läſſt, unbedingt den Vorzug; die lothrechte Zimmerung läſſt ſich in einem ſolchen Falle nicht einfach genug in Anwendung bringen.

Dagegen zeigt die lothrechte Zimmerung nachſtehende Vortheile:

a) Dieſelbe läſſt ſich nach unten, namentlich bei gröſseren Tiefen, leicht fortſetzen.

b) Sie erzeugt, namentlich im unteren Theile, in Folge der kleineren Zahl von Steifen, eine geringere Einengung des Raumes in der Baugrube, wodurch der Verkehr erleichtert wird.

c) Man kann jede Schalbohle durch einen Keil beſonders an das Erdreich andrücken.

d) Selten geht eine oder die andere Schalbohle dadurch verloren, daſs ſie ſich aus dem Grunde nicht mehr herausziehen läſſt.

e) Starker Grundwaſſerandrang iſt weniger ſtörend, wie bei der wagrechten Zimmerung.

In allen Fällen, wo man es mit beſonders naſſem und lockerem Boden und mit Baugruben von geringer Länge zu thun hat, iſt die wagrechte Zimmerung der lothrechten vorzuziehen.

3) Ausſchachtung und Trockenlegung.

383. Ausſchachtung.

Die Löſung des auszuhebenden Bodens geſchieht meiſt mittels Grabearbeit, bei feſtem Geſtein mittels Sprengarbeit; die Einzelheiten dieſer Bodengewinnung werden im Abſchnitt über »Bauführung« (Anhang I. zum III. Theile dieſes »Handbuches«) behandelt werden. Die Beſeitigung der gelösten Bodenmaſſen aus der Baugrube geſchieht meiſt mittels Schaufelwurf; bei gröſserer Tiefe (über 2 m) wird ein Umwerfen erforderlich, wozu Zwiſchengerüſte nothwendig ſind, wenn nicht die ſchon erwähnten Bermen dazu verwendet werden. Bei Tiefen, die etwa 4 bis 6 m überſchreiten, wird die Emporſchaffung mittels Eimer und Haſpelwelle vortheilhafter. Auch über den Erdtransport iſt in der »Bauführung« das Nähere zu finden.

384. Trockenlegung etc.

Tritt in die Baugrube kein Waſſer ein, ſo kommt zur Löſung und Beſeitigung der Bodenmaſſen erforderlichen Falles nur noch die Zimmerung der Baugrube hinzu. Reicht jedoch die Ausſchachtung unter den Grundwaſſerſpiegel, ſo iſt als vierte Arbeit noch die Trockenlegung der Baugrube in Betracht zu ziehen. Dieſe Arbeit iſt nur dann entbehrlich, wenn man die Löſung des Bodens mittels Bagger-Apparaten unter Waſſer vornimmt; doch kommt dies im Hochbauweſen verhältniſsmäſsig ſelten vor.

Das Trockenlegen der Baugrube geſchieht in verſchiedener Weiſe:

α) Man gräbt um die Bauſtelle eine Rinne, in welche das Waſſer während der Arbeit abflieſst.

β) Man legt neben der Baugrube Brunnenſchächte an, und zwar nach der Richtung hin, von welcher die Waſſeradern herzuſtrömen; in dieſen Schächten wird der Waſſerſpiegel ſo tief abgeſenkt, daſs er unter der Sohle der Baugrube gelegen

iſt; man ſchafft durch dieſes Mittel nicht nur eine trockene, ſondern auch eine feſte Baugrube.

γ) Man ſchöpft das Waſſer mittels Pumpen oder anderer Waſſerſchöpfmaſchinen aus. Die Beſchreibung dieſer Maſchinen gehört in den Anhang über »Bauführung«. Deſshalb ſei hier nur erwähnt, daſs man häufig auf der Sohle der Baugrube noch eine kleine Grube, den ſog. Sumpf herſtellt, aus dem das Schöpfwerk das Waſſer unmittelbar hervorholt.

Man erreicht durch Anlage eines Sumpfes den Vortheil, daſs man die Sohle der Baugrube ganz waſſerfrei machen kann und daſs ſich darin die groben Verunreinigungen des zu ſchöpfenden Waſſers ablagern. Indeſs erweiſen ſich ſolche Sümpfe nicht immer zweckmäſsig; man ſchafft häufig durch derartige Vertiefungen dem Zudrange des Waſſers ein beſonders günſtiges Gefälle, und es wird eine groſse Geſchwindigkeit erzeugt. Hierdurch wird nicht ſelten ein Aus- und Unterwaſchen des ſpäter herzuſtellenden, gemauerten oder betonirten Fundamentkörpers eingeleitet. Man muſs deſshalb, falls man einen Sumpf anlegt, ſolche Stellen vermeiden, durch deren Vertiefung man dem Grundwaſſer einen beſonders kräftigen Zutritt verſchaffen würde.

Beſondere Vorſicht erfordert die Trockenlegung der Baugrube in kieſigem und ſandigem Boden; da ſolches Bodenmaterial ſtark durchläſſig iſt, ſo dringt das Waſſer bisweilen um ſo heftiger nach, je kräftiger man ſchöpft. Auch wird Sand- und feiner Kiesboden durch den andauernden Waſſerzutritt merklich gelockert; grober Kiesboden leidet darunter nicht; feiner Sand wird in Triebſand verwandelt.

In ſolchen Fällen muſs eine Dichtung der Bauſohle mittels einer Beton-Schicht vorgenommen werden; wird auch für die Seitenwände der Baugrube eine Dichtung erforderlich, ſo ſchlage man Spundwände. Auch das Kalfatern der Fugen zwiſchen den Schalbohlen der Grubenzimmerung iſt mit Erfolg in Anwendung gekommen.

In manchen Fällen zeigen ſich in der Baugrube einzelne Quellen; man trachte dieſelben zu verſchlieſsen, bezw. unſchädlich zu machen, theils um an Waſſerſchöpfen zu ſparen, theils um eine Auflockerung des Bodens zu verhüten.

Mittel hierzu ſind:

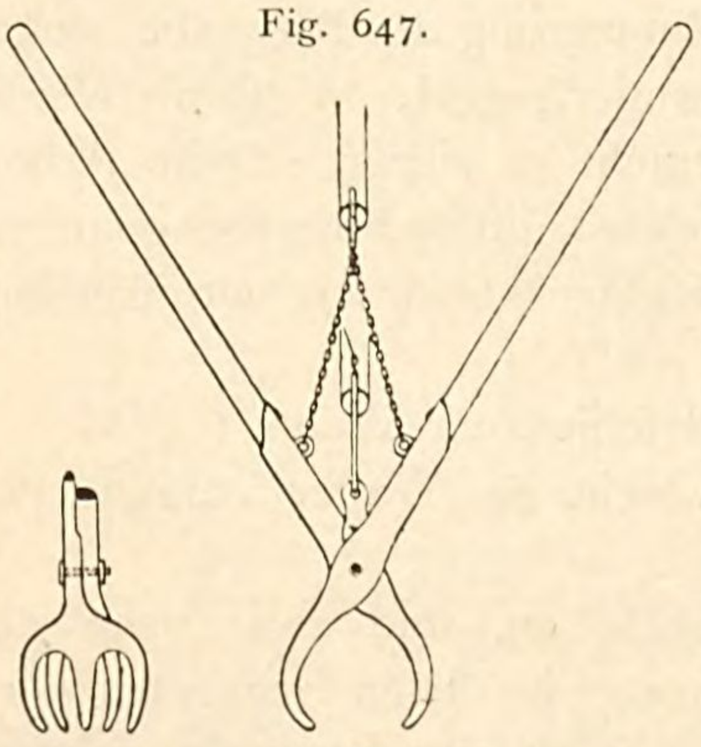
α) Man ermittelt den Lauf der Quelle und fängt dieſelbe an einem oberhalb gelegenen Punkte ab.

β) Man verſtopft die Quelle, am einfachſten durch Einſchlagen eines hölzernen Pfahles; dieſes Mittel hat nicht immer den erwünſchten Erfolg, namentlich nicht in ſtark durchläſſigem Boden, weil in Folge des erhöhten Druckes das Waſſer ſich einen anderen Weg ſucht; an einer anderen Stelle entſteht eine neue Quelle.

γ) Man ſperrt die Quelle durch eine dichtende Beton-Schicht ab.

δ) Man treibt ein eiſernes Rohr von entſprechender Höhe in die Quelle; das Waſſer der letzteren ſteigt im Faſſungsrohr empor, wenn gehöriger Druck vorhanden iſt, ſogar über den Grundwaſſerſpiegel.

Fig. 647.



Greifzange.

Bisweilen müſſen aus der Baugrube gröſsere Steine, Baumſtämme, Pfähle etc. unter Waſſer hervorgeholt werden.

Baumſtämme und Pfähle werden am beſten mittels Ketten hervorgeholt; das Faſſen derſelben geſchieht dadurch, daſs man die Kette mit einer Leine unter dem Stamm hindurchzieht; letztere wird mittels eines mit langem Stiel verſehenen eiſernen Bügels durchgeſteckt. Für kleinere Stämme verwendet man lange Holzſchrauben, an denen die Kette befeſtigt iſt und die von oben eingeſchraubt werden.

Gröſsere Steine werden mittels der Teufelsklaue oder Greifzange (Fig. 647) gehoben; zum

Fig. 648.

Fig. 649.

Grundzangen.

Hervorholen kleinerer Gegenſtände dient die Grundzange, die entweder mittels Kette (Fig. 648) oder mittels Stiel (Fig. 649) gehandhabt wird.

Der Wolf, der zum Verſetzen von Quadern dient, kann für das Heben von Steinen gleichfalls Verwendung finden; ſehr groſse Steine zerkleinert man wohl auch zunächſt durch Sprengen mittels Pulver oder Dynamit.

b) Baugrube am und im Waſſer.

385. Baugrube am Waſſer.

Bisweilen ſind Baugruben auszuſchachten und trocken zu legen, in deren Nähe ſich ein offener Waſſerlauf, ein Teich, ein See etc. befindet. Beſteht der Erdkörper zwiſchen Bauſtelle und Waſſer aus einem durchläſſigen Material, wie Kies, Sand etc., ſo würden beim Ausſchöpfen des Waſſers aus der Baugrube die im vorhergehenden Kapitel ſchon angedeuteten Uebelſtände eintreten. Deſshalb dichte man in einem ſolchen Falle jene Seitenwandung der Baugrube, welche dem offenen Waſſer zugekehrt iſt; am einfachſten und vortheilhafteſten geſchieht dies durch eine kräftige Spundwand, deren Waſſerdichtheit man, wenn dies nothwendig werden ſollte, auch noch durch einen hinter dieſelbe zu bringenden Thonſchlag erhöhen kann.

Bei Bauwerken, die unmittelbar am Waſſer, an einem Fluſs, See etc. zu errichten ſind, wird die Baugrube an drei Seiten durch das anſtehende Erdreich zu begrenzen ſein, während an der vierten, dem Waſſer zugekehrten Seite ein künſtlicher Abſchluſs gebildet werden muſs. Derſelbe kann aus einer Spundwand, einer Pfahlwand oder einem Fangdamm beſtehen; derlei Wände müſſen ſtets ein genügendes Stück in den Uferboden hinein fortgeſetzt werden, damit ein Hinterſpülen derſelben verhütet wird.

386. Baugrube im Waſſer.

Daſs Hochbauten unmittelbar an einem Fluſſe, See etc. auszuführen ſind, iſt ein verhältniſsmäſsig ſeltener Fall; noch viel ſeltener kommt es vor, daſs Hochbauten im offenen Waſſer ſelbſt errichtet werden ſollen. Es wird deſshalb gerechtfertigt ſein, wenn im Nachſtehenden die Herſtellung der Baugrube im Waſſer nur in allgemeinen Umriſſen behandelt, im Uebrigen jedoch auf jene Literatur [174]) verwieſen wird, die ſich mit der Gründung der Strombrücken-Pfeiler und anderer im offenen Waſſer zu errichtenden Ingenieur-Bauwerke beſchäftigt.

Soll im offenen Waſſer eine Baugrube hergeſtellt werden, ſo iſt die Bauſtelle durch dichte Umſchlieſsungswände an allen Seiten zu begrenzen. Das Maſs der zu erreichenden Waſſerdichtheit hängt davon ab, ob man die Baugrube ausſchöpfen oder ob man nur erzielen will, daſs das in der Baugrube befindliche Waſſer keine Strömung hat. Das letztere genügt u. A., wenn man ein Beton-Fundament unter Waſſer ausführen will.

Nach Vollendung des Fundamentes werden die Umſchlieſsungswände ganz oder zum gröſsten Theile entfernt.

Die Umſchlieſsung der Baugrube im Waſſer geſchieht, je nach dem Baugrund, dem Bauſtoff und der Waſſertiefe:

1) Durch Spundwände. Die Conſtruction ſolcher Wände iſt bereits in der vorhergehenden Abtheilung (Art. 154 u. ff., S. 109) beſprochen worden. Es iſt nur

---

174) Schwarz, F. Der Grundbau. Berlin 1865. S. 13.
Promnitz, J. Die Fangdämme, Spundwände, Rammen und Waſſerſchöpfmaſchinen in ihrer Anwendung bei den Gründungen. Halle 1869.
Hagen, G. Handbuch der Waſſerbaukunſt. I. Theil, 2. Band: Fundirungen. 3. Aufl. Berlin 1870.
Feldegg, E. v. Allgemeine Conſtructionslehre des Ingenieurs. Nach Vorträgen von *R. Baumeiſter*. Carlsruhe 1879. II. Theil. Fundirungen. S. 478.
Klasen, L. Handbuch der Fundirungsmethoden. Leipzig 1879. S. 95.
Handbuch der Ingenieurwiſſenſchaften. 1. Band. 2. Aufl. Leipzig 1884. S. 356.

ſchwer möglich, mittels einer Spundwand eine vollkommen waſſerdichte Umſchlieſsung der Baugrube zu bilden; ſie empfiehlt ſich deſshalb insbeſondere für jene Fälle, in denen man Fundamente aus Sandſchüttungen, Beton, Beton-Pfahlroſten etc. herzuſtellen beabſichtigt.

Soll die Waſſerdichtheit einer Spundwand erhöht werden, ſo muſs man dies durch waſſerdichte Leinwand, durch Ausſtopfen der Fugen mit Werg oder Moos, durch Eingieſsen von Cement in die Fugen etc. zu erreichen trachten. Iſt der Waſſerdruck groſs, ſo müſſen die Spundwände noch geſtützt werden, was entweder durch verſtrebte Pfähle oder durch Steinſchüttungen geſchehen kann.

Die Spundwand bleibt mit dem unteren Theile (nachdem der obere Theil abgeſchnitten worden iſt) häufig als Schutz des Fundamentkörpers gegen Unterwaſchung, gegen Ausweichen des Baugrundes etc. ſtehen.

2) Durch Pfahlwände. Bei gröſserer Waſſertiefe iſt der Waſſerdruck ſo groſs, daſs Spundwände nicht mehr die nöthige Standfeſtigkeit haben; alsdann werden ſie durch 25 bis 30 cm ſtarke Pfahlwände (Fig. 650 bis 652) erſetzt. Die Pfähle erhalten an der Langſeite keine Spundung; daher iſt die Waſſerdichtheit einer ſolchen Wand noch geringer als bei der Spundwand. Die Dichtung wird mit den gleichen Mitteln, wie vorher, erzeugt.

Fig. 650. Fig. 651. Fig. 652.

Pfahlwände.

3) Durch Erddämme. Iſt man im Raume nicht beſchränkt und iſt die Waſſertiefe nicht groſs, ſo kann man die Baugrube mit Erddämmen umſchlieſsen. Der Grad der Waſſerdichtheit iſt nicht bedeutend; man kann dieſelbe vermehren, wenn man eine Stülpwand (ſiehe Art. 185, S. 129) errichtet und die Erde gegen dieſe ſchüttet.

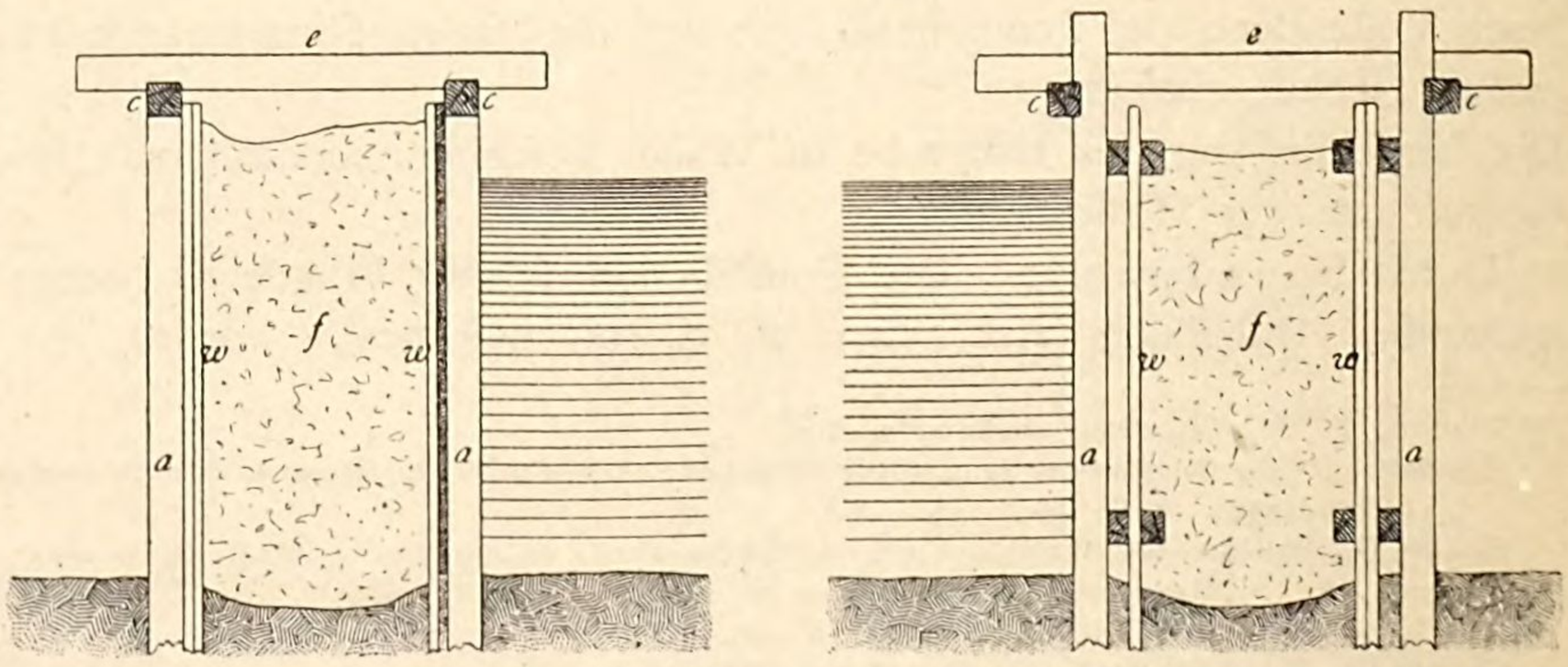
Ueberſteigt die Waſſertiefe etwa 1 m, ſo ſchlägt man rings um die Bauſtelle Pfahlreihen (lothrecht oder auch ſchräg) ein, überdeckt dieſelben durch Holme und lehnt gegen dieſelben eine Bretter- oder Bohlenwand. Gegen die letztere kommt die Erdſchüttung zu liegen.

Sand, Kies etc. ſind für ſolche Dämme ungeeignet. Klaiboden, Thon mit Sand gemengt, Miſt, Dünger etc. eignen ſich am beſten.

4) Durch Kaſtenfangdämme. Die gröſste Standfeſtigkeit und Waſſerdichtheit kann man mit Kaſtenfangdämmen erzielen. Sie beſtehen aus zwei Holzwänden, zwiſchen denen ein möglichſt waſſerundurchläſſiges Füllmaterial eingebracht wird (Fig. 653 u. 654).

Die Holzwände beſtehen entweder aus dicht neben einander geſchlagenen Pfählen oder aus Bretter-, Stülp- und Spundwänden *w*, die durch Pfahlreihen *a* geſtützt werden. Zur Längsverbindung dienen Holme und Gurthölzer *c*; um beim Einbringen der Füllung das ſeitliche Ausweichen der beiden Wände zu ver-

Fig. 653. Fig. 654.



Kaſtenfangdämme. — 1/100 n. Gr.

hüten, bringt man eine Querverbindung *e* an, die entweder aus hölzernen Zangen oder eisernen Ankern bestehen kann.

Zur Füllung *f* ist frischer Klaiboden (fette, lehmige und thonige Erde) am besten geeignet, weil er am dichtesten ist; ein Gemenge aus Sand und Thon steht diesem Füllmaterial am nächsten; der Thon allein ist ungeeignet, weil er Hohlräume bildet. Beton-Füllung erzeugt den höchsten Grad von Wasserdichtheit, kommt jedoch am theuersten zu stehen.

5) Durch Schwimmkasten ohne Boden. Ein seitlich geschlossener, meist hölzerner Kasten, der in der Grundrissgestalt dem zu fundirenden Bauwerke entspricht, wird auf die Sohle des Wasserlaufes etc. gesenkt; der Erfolg ist nahezu derselbe, wie bei einer Umschliessung durch Spundwände.

6) Durch Schwimmkasten mit Boden, auch Senkkasten, Senkschiff oder Caisson genannt. Die Form eines solchen Kastens entspricht gleichfalls der Grundrissgestalt des zu errichtenden Bauwerkes; durch Verspannung und Kalfaterung der einzelnen Theile wird ein hoher Grad von Wasserdichtheit erreicht. Der Boden bleibt unter dem Fundament (als liegender Rost, siehe Art. 418) liegen; die Seitenwände werden entfernt.

Die Trockenlegung der Baugrube, die etwa nothwendige Vertiefung derselben, das Hervorholen von gröfseren Steinen, Baumstämmen etc. geschieht wie unter a, 3.

2. Kapitel.

Gemauerte Fundamente.

a) Voll gemauerte Fundamente.

387. Allgemeines.

Diese Art von Fundamenten, die aus einer ununterbrochenen, massiven Maurung bestehen, kommen im Hochbauwesen am häufigsten vor und werden auch mit Recht, ihrer Einfachheit und Sicherheit wegen, allen anderen Gründungsmethoden vorgezogen.

Das Fundament-Mauerwerk ist stets auf vollkommen tragfähigen Baugrund zu setzen; die auszuschachtende Baugrube, bezw. die Fundament-Gräben erhalten dem entsprechend mindestens eine Tiefe, welche der Mächtigkeit der lockeren, nicht tragfähigen Bodenschichten gleich kommt. Erhält das zu errichtende Gebäude unterirdische Räume und reicht deren Sohle noch in die tragfähige Schicht hinein, so führt man die Sohle der Fundament-Gräben, bezw. die Basis des Fundament-Mauerwerkes noch 0,5 bis 1,0 m unter die Sohle jener Souterrain-Räume hinab (Fig. 655 u. 656).

Fig. 655.

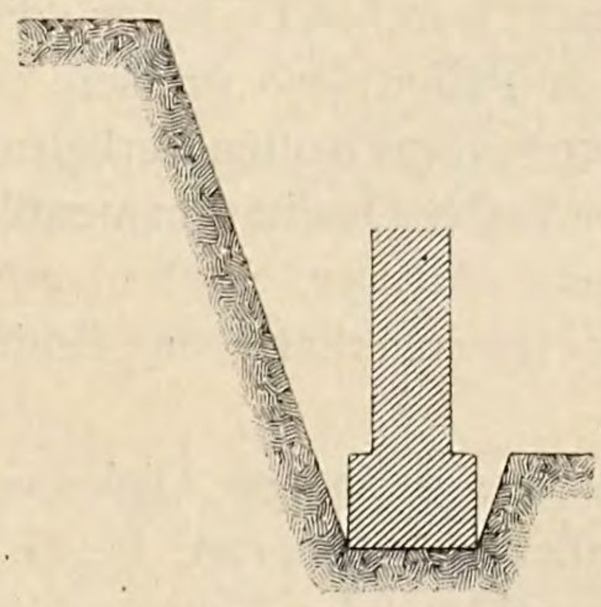
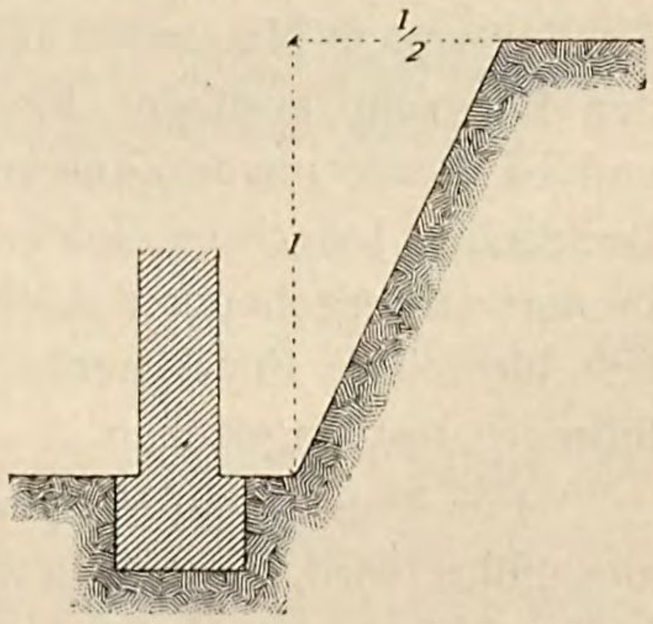


Fig. 656.



388. Fundament-Mauerung.

Nachdem die Baugrube, bezw. die Fundament-Gräben ausgehoben, hierbei erforderlichen Falles trocken gelegt worden sind, wird ihre Sohle möglichst abgeglichen und geebnet. Soll die Fundament-Basis absatzförmig hergestellt werden (vergl.

Art. 365, S. 254) oder ſoll das Fundament-Mauerwerk zahnförmig in den Baugrund eingreifen (ſiehe ebendaſ.), ſo bereitet man die Grabenſohle in entſprechender Weiſe vor.

Alsdann wird auf der Bauſohle ein Mörtelbett ausgebreitet und in dieſes die unterſte Schicht des Fundament-Mauerwerkes verlegt. Bei der hierauf folgenden weiteren Herſtellung der Fundament-Mauerung iſt insbeſondere auf die anzuordnenden Fundament-Abſätze Rückſicht zu nehmen, und es hat in der Höhe eines jeden derſelben eine Abgleichung des Mauerwerkes ſtattzufinden. Muſſte die Baugrube künſtlich trocken gelegt werden, ſo iſt das Waſſerſchöpfen während der Grundmauerung fortzuſetzen.

Wird das Fundament-Mauerwerk auf Felſen aufgeſetzt, ſo ſoll die Oberfläche des letzteren nicht zu glatt ſein; ſie muſs nöthigen Falles aufgerauht werden, damit das darauf ausgebreitete Mörtelbett ſich beſſer damit verbindet. Höhlungen und Klüfte, die etwa im felſigen Untergrund vorhanden ſind, werden ausgemauert, ausgegoſſen oder mit Gewölben überſpannt.

389. Material.

Für die unteren Schichten des Fundament-Mauerwerkes verwende man möglichſt groſse, lagerhafte und harte Steine; dieſelben ſollen um ſo gröſser und um ſo härter ſein, je gröſser der vom darüber ſtehenden Bauwerk ausgeübte Normaldruck iſt. Insbeſondere ſind für die unterſte Mauerſchicht Steine von thunlichſter Regelmäſsigkeit und nicht zu kleinen Abmeſſungen zu verwenden. Bei ſtärkerem Drucke ſind am beſten rauhe Quader, jedenfalls aber lagerhafte, gut zugehauene Bruchſteine zu verwenden; je nach der Gröſse der Belaſtung ſind derlei Steine 15 bis 50 cm dick zu wählen.

Hie und da (in Baden etc.) iſt es, mit gutem Erfolg, üblich, als unterſte Lage des Fundamentes ſog. Bodenplatten anzuwenden; dies ſind 20 bis 30 cm dicke, 80 bis 90 cm breite und 1,0 bis 1,5 m lange Sandſteinplatten, auf welche mit lagerhaften Bruchſteinen gemauert wird.

Wenn der Baugrund einige, wenn auch nicht gefährliche Preſsbarkeit befürchten läſſt, ſo führe man die unteren Schichten des Fundament-Mauerwerkes in Rollſchichten aus. Die Sohlenſchicht beſteht alsdann aus groſsen, hochkantig geſtellten Quadern oder regelmäſsig behauenen Bruchſteinen; bei Verwendung der letzteren werden die Fugen mit kleineren Steinen ausgekeilt und gut mit Mörtel ausgefüllt.

Aus dem Geſagten geht hervor, daſs ſich Backſteine im Allgemeinen nur wenig für Fundament-Mauerwerk eignen. Nur bei Objecten, die einen geringen Druck auf den Baugrund ausüben, ferner in Fällen, wo gröſsere natürliche Steine nur ſchwer und bloſs mit unverhältniſsmäſsig groſsen Koſten herbeizuſchaffen ſind, verwende man Backſteine, jedoch nur ſolche von beſter Qualität, namentlich ſcharf gebrannte Klinker. In der vorhergehenden Abtheilung (Art. 32, S. 28 u. 29) wurde bereits geſagt, daſs ſich für ſolche Fundamente der Stromverband empfiehlt, und auch deſſen Durchführung dort angegeben.

Für Fundament-Mauerwerk von geringerer Dicke und Tiefe, das im Trockenen ausgeführt wird, genügt gewöhnlicher Luftmörtel; bei Gründungen im Waſſer iſt ſtets hydrauliſcher, am beſten raſch erhärtender Cement-Mörtel zu verwenden. Allein auch dickes und tiefes Fundament-Mauerwerk, das nicht im Waſſer auszuführen iſt, erfordert die Benutzung von hydrauliſchem Mörtel, weil der Luftmörtel im Inneren nicht genügend hart wird. Die Verwendung hydrauliſchen Mörtels empfiehlt ſich um ſo mehr, je kleiner die zur Grundmauerung benutzten Steine ſind, alſo auch dann, wenn Backſteine genommen werden müſſen.

390. Ausführung.

Bei der Herſtellung des Fundament-Mauerwerkes iſt darauf zu achten, daſs mit Hilfe groſser Binderſteine ein guter Verband erzielt werde. Das Mauerwerk nur aus äuſseren Schalen herzuſtellen und den Kern aus Füllmauerwerk von ganz unbearbeiteten Steinen beſtehen zu laſſen, iſt ein Verfahren, das zwar leider häufig genug vorkommt, aber als ſchlecht bezeichnet werden muſs.

Weiters iſt danach zu ſtreben, daſs das Fundament thunlichſt als ſog. zweihäuptiges Mauerwerk ausgeführt werde. Bei Fundament-Gräben mit lothrechten Wänden (Fig. 656) iſt dies nur ſchwer zu erreichen; wenn hingegen die unterſte Mauerſchicht eben an den Fuſs der geböſchten Baugrubenwand herantritt (Fig. 655), ſo bleibt das übrige Fundament-Mauerwerk ganz frei, ſo daſs es in ſeinen Auſsenflächen ſolid und kunſtgerecht ausgeführt werden kann und die Luft unbehinderten Zutritt hat.

Es iſt von Wichtigkeit, daſs das Fundament-Mauerwerk entſprechend austrockne, weil es nur ſo gehörig »abbinden« kann. Es ſollte deſshalb möglichſt vermieden werden, den Zwiſchenraum zwiſchen Grundmauer und Baugrubenwandung ſofort nach der Ausführung der erſteren mit Erde auszufüllen. Allerdings läſſt ſich dieſes Verfahren kaum umgehen, wenn der Fundament-Graben mit lothrechten Wandungen ausgeſchachtet wurde und ſeine Breite die Dicke der Fundament-Mauerung nur um Weniges überſteigt [175]).

Es wurde bislang vorausgeſetzt, daſs die Fundament-Mauerung in einer überhaupt waſſerfreien oder in einer trocken gelegten Baugrube ausgeführt wird. Obwohl dies das gewöhnliche Verfahren bildet, ſo kommen doch auch Fälle vor, in denen man das Waſſer nicht ausſchöpfen kann, insbeſondere dann, wenn durch das nachdringende Waſſer der Boden zu ſehr gelockert würde. Es iſt nun allerdings in ſolchen Fällen am vortheilhafteſten, ein Beton-Fundament herzuſtellen; will man indeſs ein gemauertes Fundament zur Ausführung bringen, ſo müſſen gröſsere Fundament-Quader im Waſſer verlegt und auf dieſe erſt das gewöhnliche Mauerwerk aufgeſetzt werden.

391. Aſphalt-Mauerwerk.

Für Maſchinen-Fundamente verwendet man mit Vortheil Aſphalt-Mauerwerk. Die von Dampfmaſchinen, Prägemaſchinen etc. herrührenden Schwingungen erzeugen auf ſtarrem Auflager eine Gegenwirkung, wodurch ihr für das Gebäude nachtheiliger Einfluſs noch erhöht und der ruhige, ſanfte Gang der Maſchinen ſehr beeinträchtigt wird. Aſphalt-Mauerwerk, eben ſo der im nächſten Kapitel noch zu erwähnende Aſphalt-Beton begegnen den gedachten Miſsſtänden in trefflicher Weiſe.

Nach *Malo* ſtelle man zur Ausführung von Aſphalt-Mauerwerk zuerſt eine Form her, die innen mit glatt gehobelten Brettern verkleidet iſt. Reiner Maſtix-Aſphalt, der durchgekocht und auf etwa 180 bis 200 Grad erhitzt iſt, wird zunächſt auf 5 bis 6 cm Höhe in dieſe Form gegoſſen; in dieſes Bad legt man Steine von ungleicher Gröſse, ſo viel als möglich vorgewärmt, und ordnet ſie ſo, daſs die Zwiſchenräume auf ein thunlichſt kleines Maſs herabgemindert ſind. Auf dieſe Steinlage gieſst man eine weitere Partie heiſsen Maſtix, welcher die Fugen der Steinlage ausfüllt; hierauf bringt man in gleicher Weiſe eine zweite Steinlage auf, wobei die Steine gut in Verband zu legen ſind; alsdann folgt ein drittes Maſtix-Bad, eine dritte Steinlage und ſo fort, bis die ganze Form ausgefüllt iſt.

Man kann die Koſten des Aſphalt-Mauerwerkes verringern, ohne deſſen Vorzüge beträchtlich zu vermindern, wenn man den inneren Kern des Fundamentkörpers aus gewöhnlichem Mörtelmauerwerk herſtellt; nur der freie Raum zwiſchen dieſem Kern und den Wänden der Guſsform wird alsdann mit Aſphalt-Mauerwerk ausgefüllt.

392. Mauerwerk mit Abtreppungen und Oeffnungen.

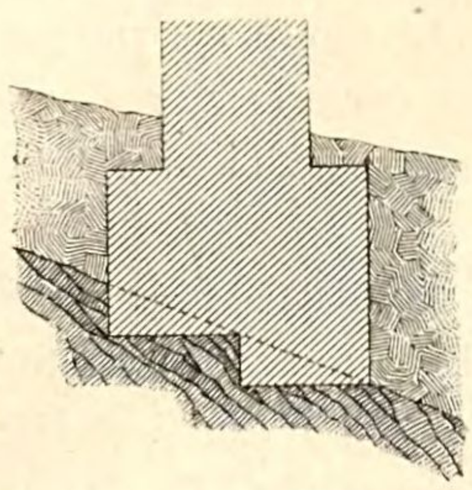
Wurde für eine längere Mauer die Fundament-Baſis abgetreppt und haben die Stufen eine gröſsere Länge, ſo iſt bei ſtark belaſteten Bauwerken, wie dies bereits in Art. 365 (S. 255) geſagt wurde, der über jeder Stufe ſtehende Mauerkörper unabhängig von dem benachbarten auszuführen, damit nicht durch ungleichmäſsige Setzungen Riſſe hervorgebracht werden (ſiehe auch Art. 364, S. 252).

Man hat bei ſteil abfallendem Felſen wohl auch in der Querrichtung der Mauern Abſätze angeordnet (Fig. 657); indeſs iſt dies nur bei ſehr groſser Mauerdicke und geringer Belaſtung oder nur dann zu empfehlen, wenn es ſich um die Gründung von Einfriedigungsmauern oder ähnlichen untergeordneten

---

175) Siehe auch: Ueber mangelhafte Ausführung von Fundamentmauerwerk. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 52.

Fig. 657.



Objecten handelt. Sonſt können bei ſtarkem Drucke leicht ſchädliche Spaltungen im Mauerwerk hervorgerufen werden.

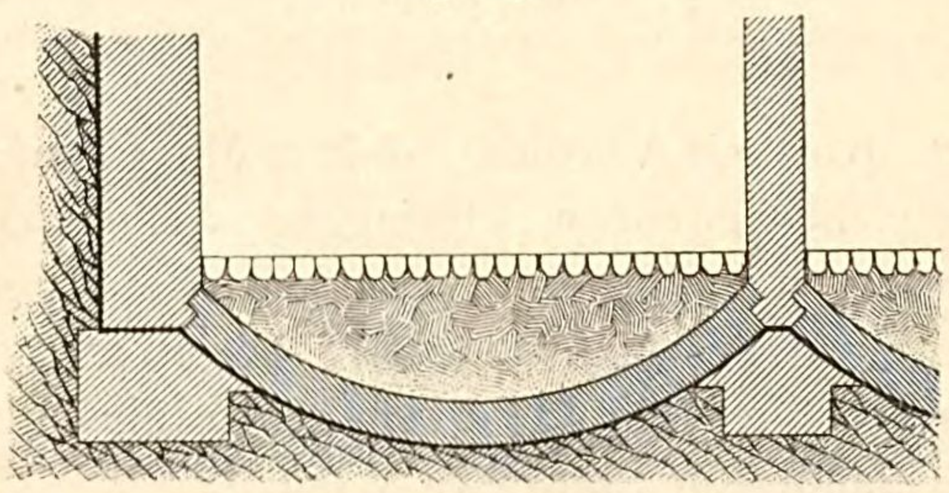
Sind in dem über den Grundmauern aufzuführenden Tagmauerwerk gröſsere Oeffnungen vorgeſehen, wie z. B. Hausthore, gröſsere Schaufenſter und Bogenſtellungen etc., ſo iſt das Fundament-Mauerwerk dieſen Durchbrechungen entſprechend nur dann zu unterbrechen, wenn der ſtehen bleibende Boden aus Felſen oder einem Geſtein beſteht, das dieſelbe Feſtigkeit, wie das Mauerwerk hat; in den meiſten Fällen jedoch wird eine unter den Mauerdurchbrechungen durchgehende Fundament-Mauerung vorzuziehen ſein, damit nicht ein Ausweichen der letzteren in Folge der in der Regel iſolirten und meiſt auch gröſseren lothrechten Drücke ſtattfindet.

Steht zu befürchten, daſs das Fundament-Mauerwerk ſpäter, in Folge ſtark unterhöhlten Baugrundes etc., ſchädlichen Biegungen ausgeſetzt werden wird, ſo vermehre man die Zugfeſtigkeit deſſelben durch Einziehen ſchmiedeeiſerner Zuganker. (Vergl. auch Theil III, Bd. 6 dieſes »Handbuches«, Abth. V, Abſchn. 1, Kap. 3: Sicherungen gegen die Wirkung von Bodenſenkungen und Erderſchütterungen.)

393. Umgekehrte Fundament-Gewölbe.

Ueben die Mauern eines Gebäudes einen ſtarken Druck auf den Baugrund aus, ſo daſs ein zu bedeutendes Einſinken ihrer Fundamente zu erwarten iſt, ſo ſucht man den Druck dadurch auf eine gröſsere Fläche zu vertheilen, daſs man zwiſchen den Mauer-Fundamenten umgekehrte Gewölbe einſpannt. Letztere ſind auch dann ſehr wirkſam, wenn in Folge des groſsen Druckes zu befürchten iſt, daſs der Boden ſeitlich ausweicht und längs der Mauer-Fundamente emporſteigt; einem ſolchen Auftriebe wird durch umgekehrte Gewölbe beſſer entgegengewirkt, als durch bloſse Belaſtung des Baugrundes.

Fig. 658.



1/100 n. Gr.

Die umgekehrten Fundament-Gewölbe ſind meiſt Tonnengewölbe, welche zwiſchen je zwei benachbarten Parallelmauern eingezogen werden (Fig. 658); ſeltener kommen Kloſtergewölbe (ſog. Erdkappen) zur Anwendung. Bei der Ausführung wird zunächſt zwiſchen den Fundament-Mauern der Baugrund mit Hilfe einer entſprechend geformten Lehre ſo abgegraben, daſs er die Geſtalt der unteren Wölbflächen erhält, alsdann geſchieht die Gewölbmauerung in der ſonſt üblichen Weiſe.

Bei den Verſtärkungsarbeiten am Thurme des Ulmer Münſters wurde u. A. zwiſchen der nördlichen und ſüdlichen Fundament-Mauer ein Bodengewölbe aus Quadern eingezogen, um die bereits vorhandene groſse und bei den Vollendungsarbeiten noch zu vermehrende Belaſtung des Baugrundes auf eine gröſsere Fläche zu vertheilen. Obwohl die Geſammtlaſt um 1 343 200 kg (584 cbm Quadermauerwerk) vergröſsert worden iſt, wurde doch der Druck auf den Baugrund von 9,47 auf 9,15 kg für 1 qcm herabgemindert [176]).

In neuerer Zeit werden derartige umgekehrte Gewölbe auch dann angewendet, wenn es ſich darum handelt, unterirdiſche Räume, deren Sohle dem Grundwaſſerſtande zu nahe oder ſogar unter dem niedrigſten Grundwaſſerſtand gelegen iſt, trocken zu legen. Es wird der trocken zu legende Raum zunächſt durch umgekehrte Gurtbogen in kleinere Felder getheilt, und in dieſe umgekehrte flache Erdkappen aus ganz guten Backſteinen in beſtem Cement-Mörtel eingezogen, oder es kommen umgekehrte Tonnengewölbe zur Ausführung. Auch die Aufsenmauern, die ſich an dieſe Gewölbe anſchlieſsen, werden auf 50 cm über dem höchſten Waſſerſtand waſſerdicht aufgeführt. Unterhalb der äufseren (unteren) Wölbflächen breitet man wohl auch noch eine waſſerundurchläſſige (Iſolir-) Schicht aus Lehmſchlag, Aſphalt, Aſphaltplatten etc. aus; ſelbſtredend müſſen alsdann auch die begrenzenden Grundmauern mit den erforderlichen Iſolirſchichten verſehen werden (Fig. 658).

176) Näheres: Deutſche Bauz. 1882, S. 231.

b) Pfeiler-Fundamente.

Pfeiler-Fundamente, welche nicht aus durchgehendem Fundament-Mauerwerk, ſondern aus einzelnen gemauerten Fundament-Pfeilern beſtehen, können zweifacher Art ſein, und zwar Pfeiler-Fundamente für durchgehendes Tagmauerwerk und Fundamente für einzelne Pfeiler oder Freiſtützen.

1) Pfeiler-Fundamente für durchgehendes Tagmauerwerk.

394. Weſen.

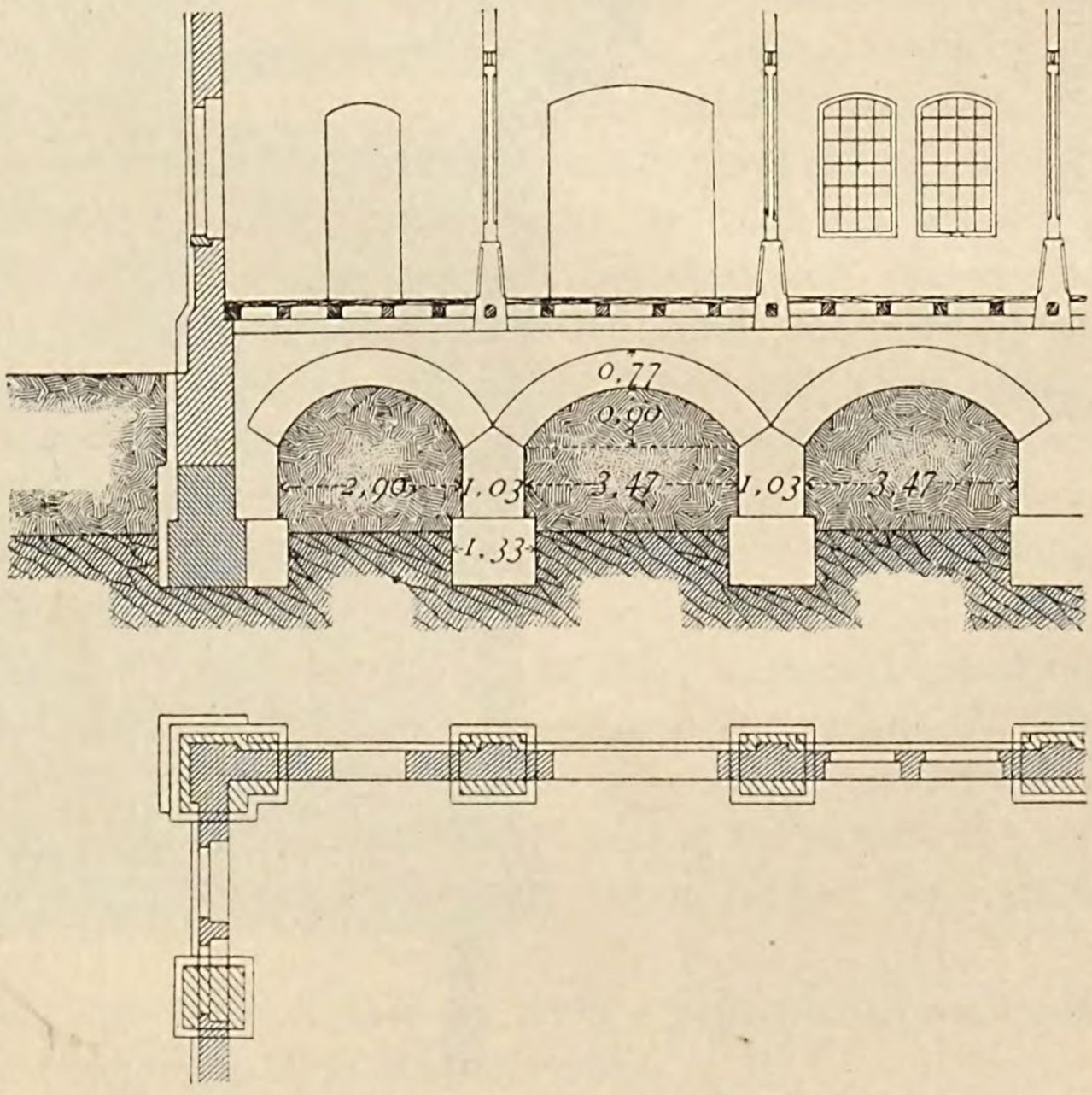
Um an Grundmauerwerk, unter Umſtänden auch an Grundgrabung zu erſparen, hat man nicht ſelten bei gröſserer Mächtigkeit der nicht tragfähigen Schicht und längeren Mauern keine ununterbrochene Fundament-Mauerung ausgeführt, ſondern nur einzelne Mauerpfeiler auf der tragfähigen Bodenſchicht errichtet, dieſe oben durch Gurtbogen, ſog. Grundbogen, mit einander verbunden und nach Abgleichung der Bogenzwickel auf dieſer Subſtruction das Tagmauerwerk hergeſtellt.

Die Fundament-Pfeiler müſſen bei einer derartigen Anordnung einen ſo groſsen wagrechten Querſchnitt erhalten, daſs ſie den vom darauf ſtehenden Gebäude ausgeübten lothrechten Druck aufzunehmen im Stande ſind. Ihr Querſchnitt muſs demnach ſo groſs gewählt werden, daſs die gröſste darin vorkommende Preſſung die zuläſſige Druckbeanſpruchung des Fundament-Mauerwerkes nicht überſchreitet; die letztere iſt im vorliegenden Falle höchſtens zu 8 bis 10 kg für 1 qcm anzunehmen. Die Fundament-Pfeiler haben nach unten eine entſprechende Verbreiterung zu erfahren, damit der in der Baſis herrſchende Druck das für den vorliegenden Baugrund zuläſſige Maſs nicht überſteigt.

Die Pfeiler werden ſo angeordnet, daſs an die Ecken des Gebäudes jedesmal ein kräftiger Pfeiler zu ſtehen kommt und daſs im Uebrigen die Axentheilung der Fenſter- und Thüröffnungen zu Grunde gelegt wird; beſonders hat man es zu vermeiden, daſs auf die Mitte eines Grundbogens eine Einzellaſt zu ſtehen kommt. (Vergl. Fig. 659 bis 661.)

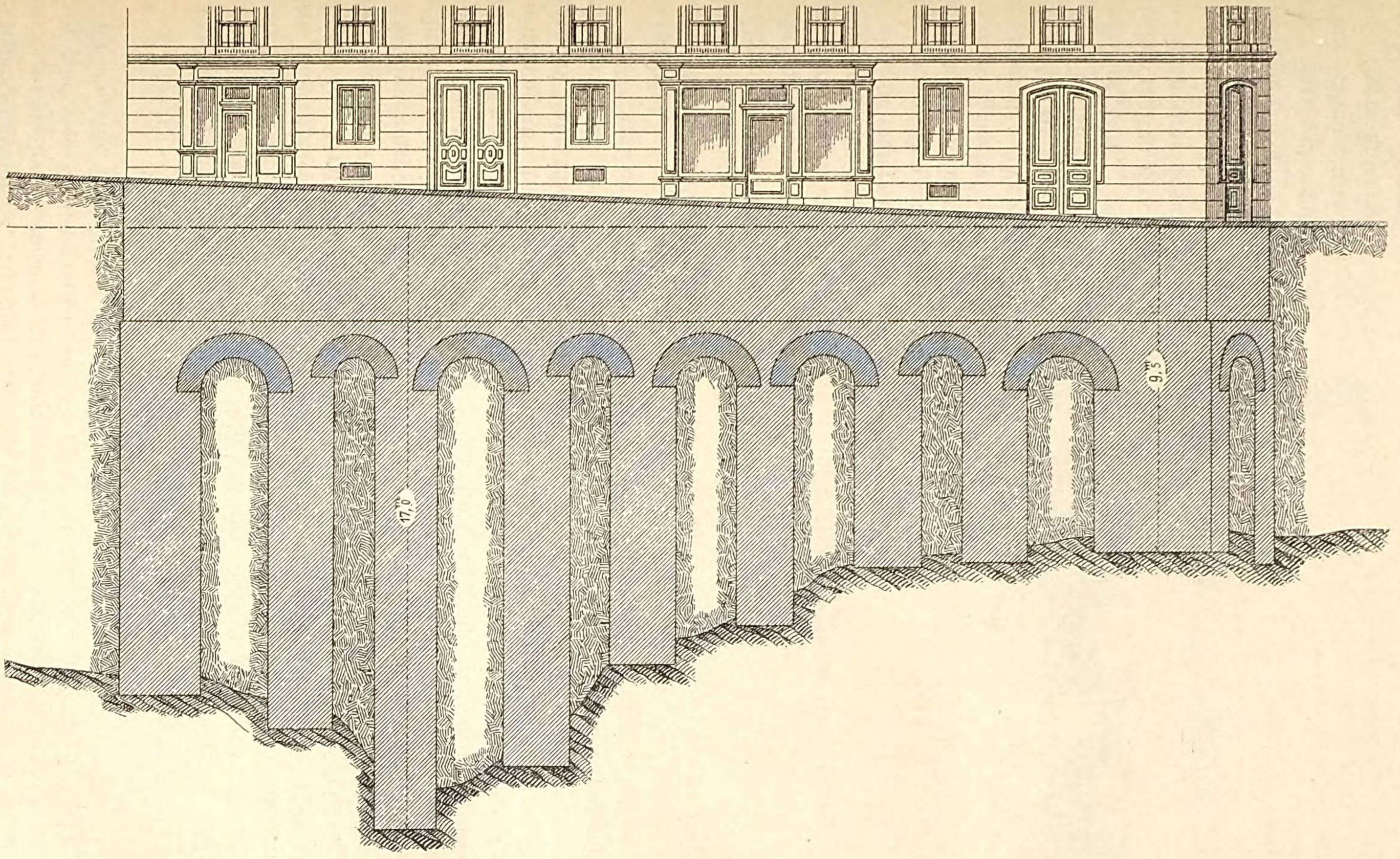
Die Fundament-Pfeiler ſind ſorgfältig, aus harten, lagerhaften Bruchſteinen in hydrauliſchem Mörtel, bei groſsem Drucke ganz aus Quadern oder mit einzelnen Binderſcharen zu mauern. Hart gebrannte Backſteine ſollten nur ausnahmsweiſe verwendet und dann nur mit Cement-Mörtel gebunden werden.

Fig. 659.



Vom Güterſchuppen auf dem Bahnhofe zu Göttingen.
1/200 n. Gr.

Fig. 660.

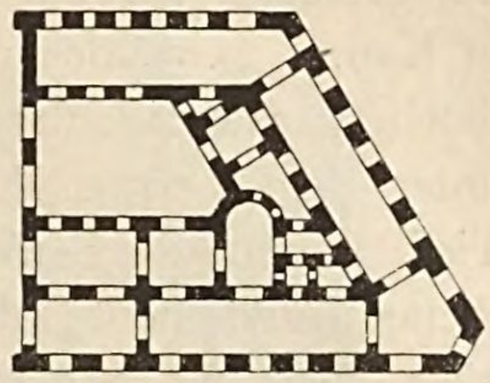


Von einem Wohn- und Geſchäftshauſe in Madrid [177]). — 1/200 n. Gr.

395. Grundbogen.

Die Grundbogen ſollen ſo angeordnet werden, daſs ihr Scheitel noch unter der Erdoberfläche gelegen iſt. Als Bogenform wird, wo es an der erforderlichen Conſtructionshöhe nicht fehlt, am beſten der Halbkreisbogen gewählt; bei geringer Höhe wendet man Stichbogen an, deren Stichverhältniſs indeſs nicht kleiner als 1 : 4 ſein ſollte. Bisweilen ſind auch Spitzbogen ausgeführt worden, die jedoch nur dann zu empfehlen ſind, wenn der Scheitel des Grundbogens einem iſolirten Einzeldruck ausgeſetzt iſt. Als Material für die Grundbogen ſind ſcharf gebrannte Backſteine oder harte und lagerhafte Bruchſteine anzuwenden; Quader ſind zwar nicht ausgeſchloſſen, in der Regel aber zu theuer.

Fig. 661.



Fundament-Plan zu Fig. 660[177]). 1/1000 n. Gr.

396. Geſammtanordnung und Ausführung

Bei der Geſammtanordnung und Ausführung der Fundament-Pfeiler und der ſie überſpannenden Grundbogen zeigen ſich nicht unweſentliche Verſchiedenheiten. Die wichtigſten vorkommenden Fälle ſind die folgenden.

α) Man gräbt das lockere Bodenmaterial für jeden Fundament-Pfeiler getrennt aus, bis man auf die tragfähige Schicht gelangt; alsdann wird innerhalb jeder ſchachtartigen Baugrube der Pfeiler bis zur Kämpferhöhe aufgemauert. Erforderlichen Falles iſt während der Grundgrabung und der Mauerung die Baugrube waſſerfrei zu halten.

Beſteht die abzugrabende Bodenſchicht aus einer zuſammenhängenden, fetten Erdart, ſo iſt häufig keine Zimmerung der ſchachtartigen Baugruben erforderlich; unter Umſtänden kann man ſogar den zwiſchen je zwei Pfeilern ſtehen gebliebenen Erdkörper als Lehrbogen für die Einwölbung des Grundbogens benutzen, indem man dieſen Erdkörper nach der Bogenform abgräbt. In derartigen Fällen iſt die Erſparniſs, welche die Pfeileranordnung den voll gemauerten Fundamenten gegenüber ergiebt, eine weſentliche. Zwar ſteht dem Gewinne an Grundaushebung und Fundament-Mauerwerk, event. auch an Waſſerſchöpfen, der Nachtheil entgegen, daſs das Abteufen einer ſchachtartigen Baugrube (einſchl. der Emporſchaffung des ausgegrabenen Bodenmaterials) theuerer zu ſtehen kommt, als das einer lang geſtreckten Grube, daſs auch das Mauern in einem ſolchen engen Schachte nicht bequem und einfach, alſo auch nicht billig genug vorgenommen werden kann, und daſs die Herſtellung der Grundbogen theuerer zu ſtehen kommt, als die Ausführung eines gleichen Volums von aufgehendem Mauerwerk; indeſs iſt die Erſparniſs doch eine ſo groſse, daſs ſie durch die zuletzt erwähnten Mehrkoſten nicht aufgewogen wird. Unter beſonders günſtigen Verhältniſſen kann ſchon bei 3 m Fundirungs-Tiefe die Pfeilergründung einem voll gemauerten Fundament vorzuziehen ſein.

β) Wenn jedoch die mit den Fundament-Pfeilern zu durchſetzende Bodenſchicht locker iſt, ſo müſſen die ſchachtartigen Baugruben ausgezimmert werden; die Zimmerung fällt um ſo ſtärker, d. i. um ſo theuerer aus, je lockerer das betreffende Bodenmaterial iſt, und die Erſparniſſe an Grundaushebung und Fundament-Mauerwerk verſchwinden zum Theile oder ganz in Folge der hohen Koſten der Schachtzimmerung.

In derartigen Fällen ſieht man deſshalb von der unter α gedachten Ausführungsweiſe ab und kann folgende Gründungs-Methoden anwenden:

---

177) Nach: *Nouv. annales de la conſt.* 1876, Pl. 26.

397. Erſatz durch Brunnenpfeiler etc.

a) Man hebt keine Baugruben aus und erſetzt die von unten nach oben zu mauernden Fundament-Pfeiler durch Senkbrunnen oder Senkröhren, die von oben nach unten in den Boden eingeſenkt werden. Von dieſer Methode, die hauptſächlich bei groſser Fundirungs-Tiefe und ſtarkem Waſſerandrang zu empfehlen iſt, wird noch in Kap. 2. u. 3. des nächſten Abſchnittes eingehend die Rede ſein. Unter gewöhnlichen Verhältniſſen läſſt ſich annehmen, daſs bei 5 bis 6 m Tiefe der Fundament-Baſis unter dem Terrain Pfeiler-Fundamente noch vortheilhaft ſind; bei noch gröſserer Tiefe kommt die Senkbrunnen-Gründung in der Regel billiger zu ſtehen. Doch ſind Pfeiler-Fundamente der vorbeſchriebenen Art für viel gröſsere Tiefen (z. B. für 17 m Tiefe bei dem in Fig. 660, S. 278 dargeſtellten Gebäude) ausgeführt worden.

398. Durchgehendes Banket.

b) Man hebt nicht, den einzelnen Pfeilern entſprechend, einzelne ſchachtartige Baugruben aus, ſondern für die ganze Mauer eine einzige ununterbrochene Baugrube. Die Auszimmerung einer ſolchen lang geſtreckten Baugrube iſt häufig billiger, als die mehrerer einzelnen Schächte; auch kann die Mauerung der Pfeiler bequemer und billiger ausgeführt werden.

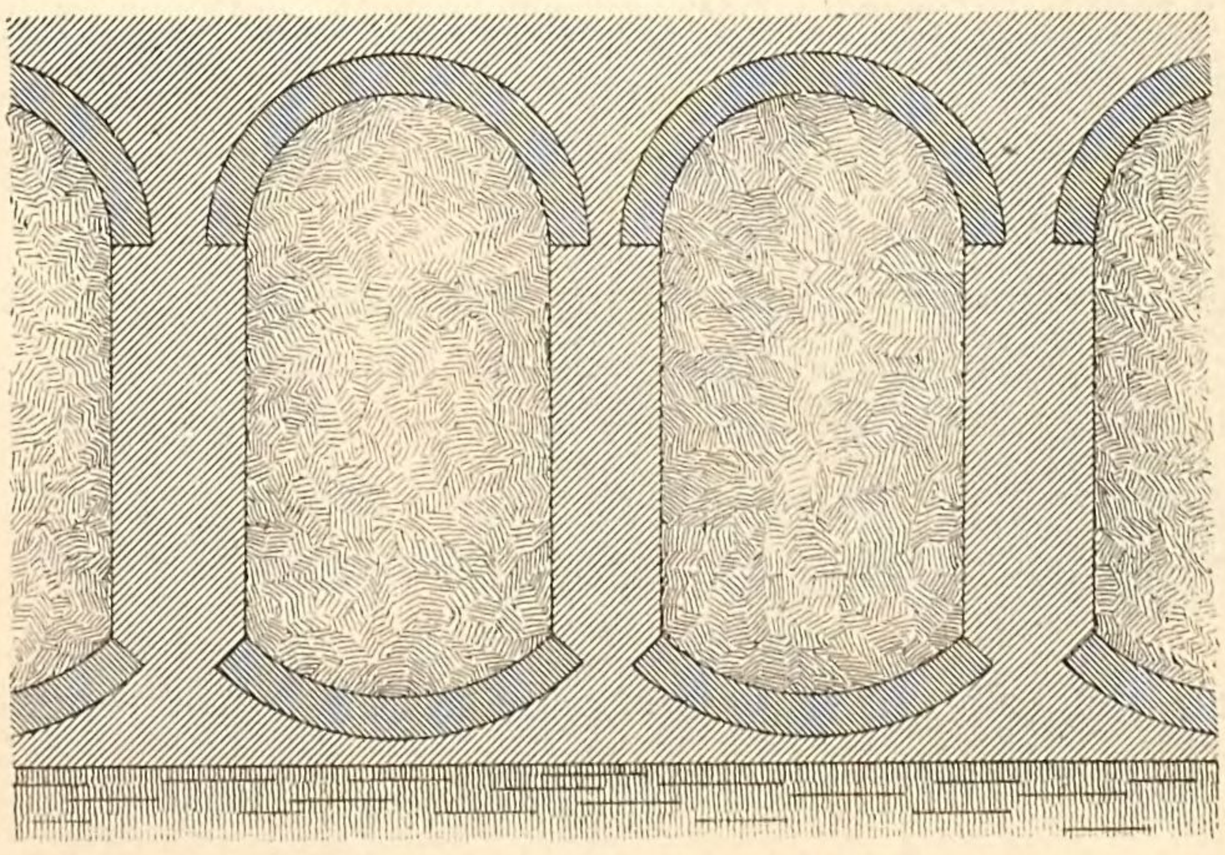
Iſt die Bodenſchicht, auf der die Fundament-Pfeiler erbaut werden ſollen, nicht widerſtandsfähig genug, ſo kann es in einem ſolchen Falle zweckmäſsig ſein, über die ganze Länge der Baugrube eine gemauerte Sockelſchicht (durchgehendes Banket) oder eine Beton-Schicht auszubreiten und erſt über dieſer mit der Mauerung der Einzelpfeiler zu beginnen.

399. Erdbogen.

c) Bisweilen iſt man genöthigt, auf einer Bodenſchicht zu fundiren, die zwar gleichmäſsig tragfähig, aber noch nicht feſt genug iſt, die von den einzelnen Fundament-Pfeilern ausgeübten Drücke mit Sicherheit aufzunehmen. Will man in einem ſolchen Falle die Drücke auch auf die zwiſchen den Pfeilern gelegenen Baugrundflächen vertheilen, ſo wende man umgekehrte Gewölbbogen an, die zwiſchen den Fundament-Pfeilern einzuſpannen ſind (Fig. 662).

Solche umgekehrte Fundament-Bogen, Erdbogen, Gegenbogen oder Contre-Bogen genannt, ſind für die Druckvertheilung beſonders dann geeignet, wenn die für die Fundamente gegebene Conſtructionshöhe im Verhältniſs zu den Abſtänden der einzelnen Pfeiler von einander ſo beſchränkt iſt, daſs eine einfache Verbreiterung der Pfeiler oder ein durchgehendes Banket nicht genügend wirkſam iſt. Eben ſo ſind Erdbogen ein vortreffliches Mittel, wenn der Baugrund ſo nachgiebig iſt, daſs bei ſtärkerem Drucke ein Auftrieb des Bodens, d. i. ein ſeitliches Ausweichen und Emporſteigen deſſelben zu befürchten ſteht.

Fig. 662.



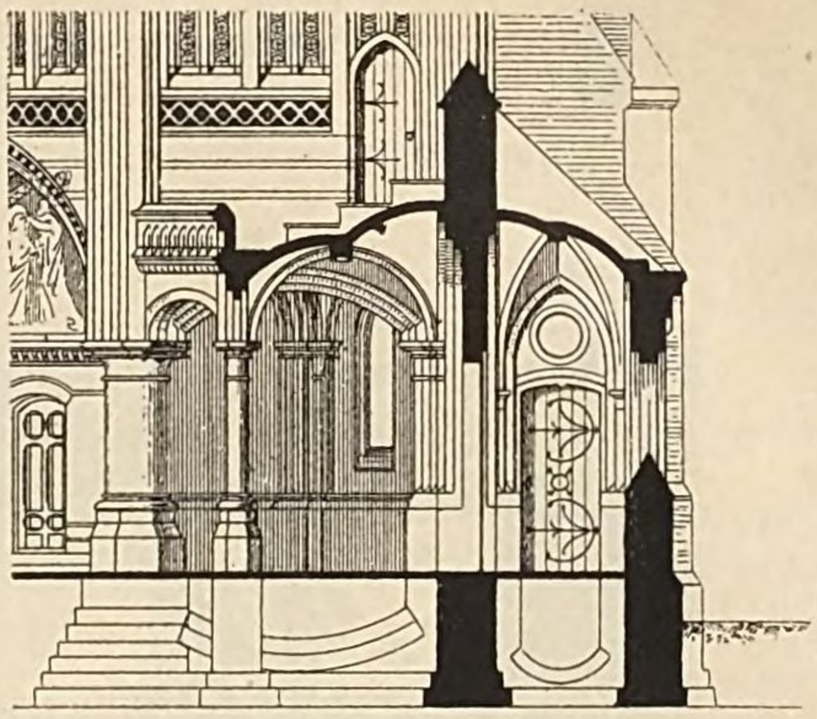
Pfeiler-Fundament mit Erd- und Grundbogen. — 1/200 n. Gr.

Die Anordnung der Fundamente wird die vortheilhafteſte ſein, wenn die Druckvertheilung über die ganze Fundament-Sohle gleichmäſsig geſchieht; gleichartigen Baugrund vorausgeſetzt, wird ſich die Form und Stärke der Erdbogen aus dem gleichmäſsig vertheilt anzunehmenden Gegendruck des Baugrundes auf die

Fundament-Sohle ergeben. Hiervon ausgehend hat *Koenen*[178]) Form und Stärke ſolcher Bogen theoretiſch unterſucht.

Gewöhnlich werden die Erdbogen in Stichbogen-, ſeltener in Halbkreisbogenform ausgeführt; die äuſsere (untere) Wölbfläche derſelben muſs feſt hintermauert ſein, damit ſie nicht nach unten ausweichen kann. An den Mauerecken ſollen die betreffenden Pfeiler ſo ſtark ſein, daſs ſie dem einſeitigen Wölbſchube der Erd- und der Grundbogen Widerſtand leiſten können.

Fig. 663.



Von der St. Johannis-Kirche zu Altona[179]).
1/100 n. Gr.

400. Pfeiler-Fundamente in aufgeſchüttetem Boden.

γ) Am einfachſten und auch vortheilhafteſten wird die Anordnung und Ausführung von Pfeiler-Fundamenten, wenn die Bodenfläche, auf der das Gebäude zu errichten iſt, höher gelegt, d. i. aufgeſchüttet werden ſoll. In einem ſolchen Falle, der hauptſächlich auf Stadterweiterungsgründen, bei Bebauung von früheren Feſtungsgrabenflächen, auf Bahnhöfen, die im Auftrage gelegen ſind, etc. vorkommt, erbaut man die Fundament-Pfeiler, bevor die Auffchüttung vorgenommen worden iſt. Die Koſten der in dem aufgeſchütteten Material herzuſtellenden Baugrube entfallen alsdann ganz, und die Koſtenerſparniſs bei der Gründung des Gebäudes iſt eine ſehr weſentliche.

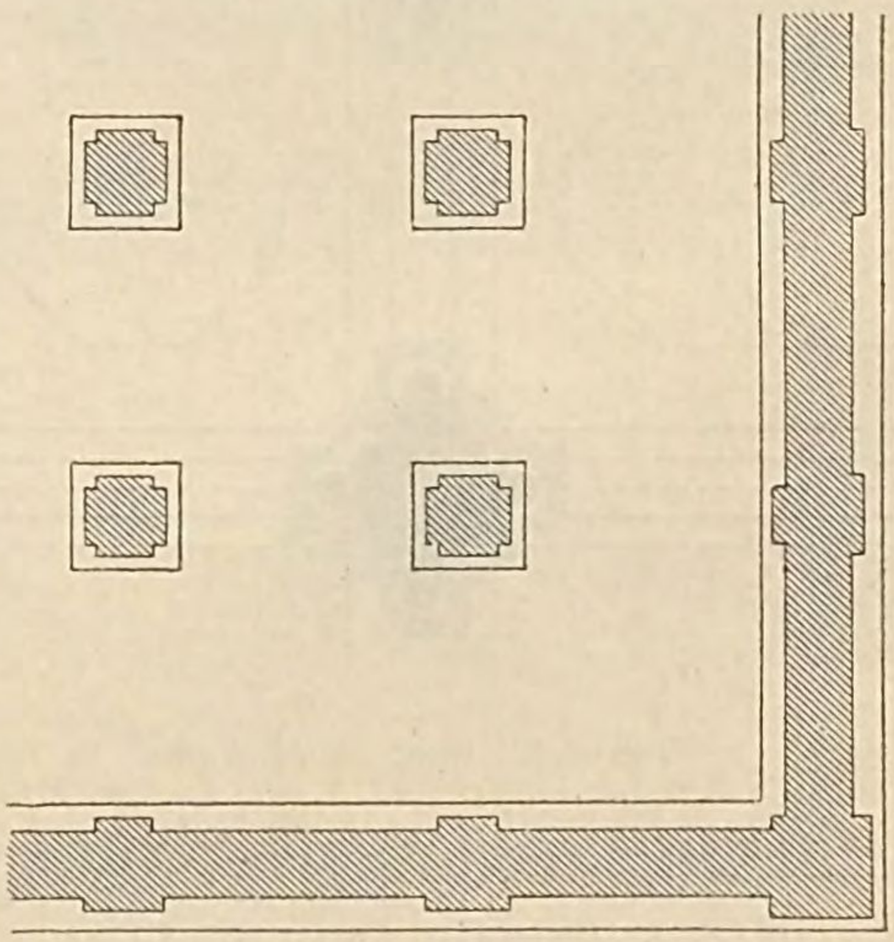
2) Fundamente für einzelne Pfeiler.

401. Anordnung.

Nicht ſelten werden die Decken- und Dach-Conſtructionen gröſserer Räume von einzelnen ſteinernen, hölzernen oder eiſernen Säulen, von gemauerten Pfeilern oder ſonſtigen Freiſtützen getragen, ſo daſs der von der gewölbten oder von der Balken-Decke, bezw. vom Dache ausgeübte lothrechte Druck von dieſen Stützen, unter Umſtänden auch noch von den etwa vorhandenen Umfaſſungswänden aufgenommen wird und auf den Baugrund zu übertragen iſt (Fig. 664).

Je nach den Druck- und den Bodenverhältniſſen werden die Fundamente der einzelnen Freiſtützen unabhängig von einander hergeſtellt oder durch Zwiſchen-Conſtructionen in Verbindung gebracht. Es kommen hauptſächlich die folgenden Anordnungen vor.

Fig. 664.



1/200 n. Gr.

α) Jede Freiſtütze erhält ein gemauertes Pfeiler-Fundament für ſich, das mit den entſprechenden Fundament-Abſätzen verſehen eine ſo groſse Baſis erhält, daſs der Baugrund dem herrſchenden Drucke mit Sicherheit widerſtehen kann. Dieſe Anordnung iſt zu empfehlen, wenn der Baugrund ein ſehr guter iſt, wenn die Freiſtützen weit von einander abſtehen und

178) Ueber Form und Stärke umgekehrter Fundamentbögen. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 11.

179) Facſ.-Repr. nach: Zeitſchr. f. Bauw. 1877, Bl. 7.

Fig. 665.

Vom Zollamts-Gebäude zu Paris [180]).

1/200 n. Gr.

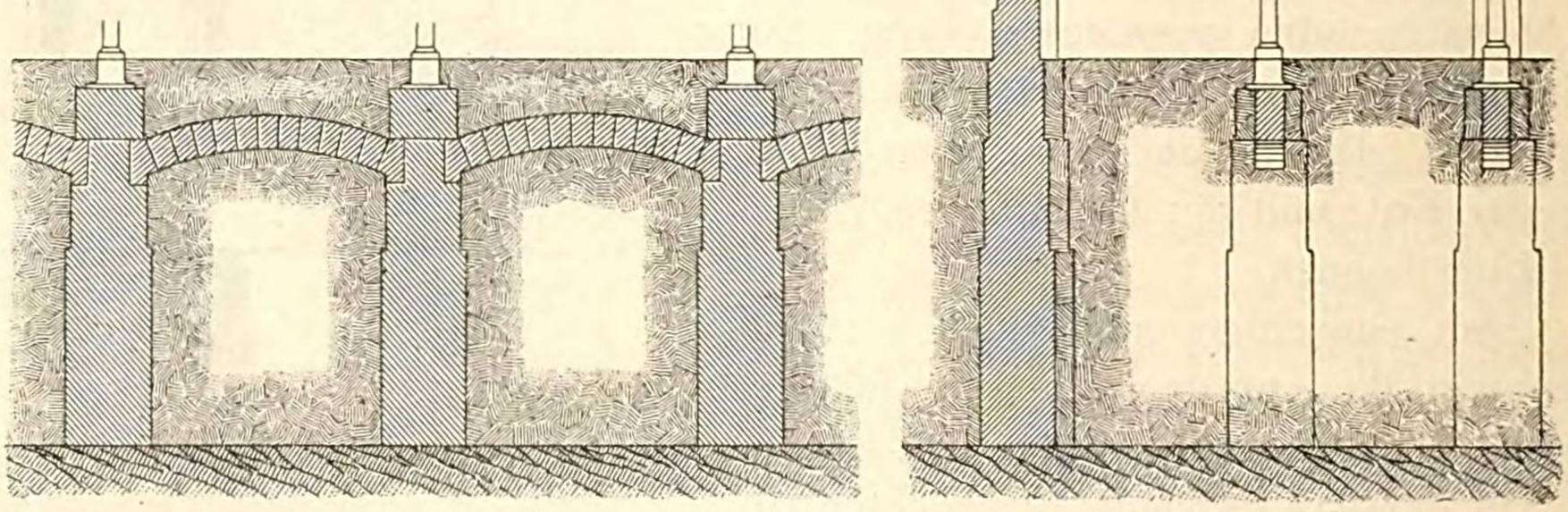
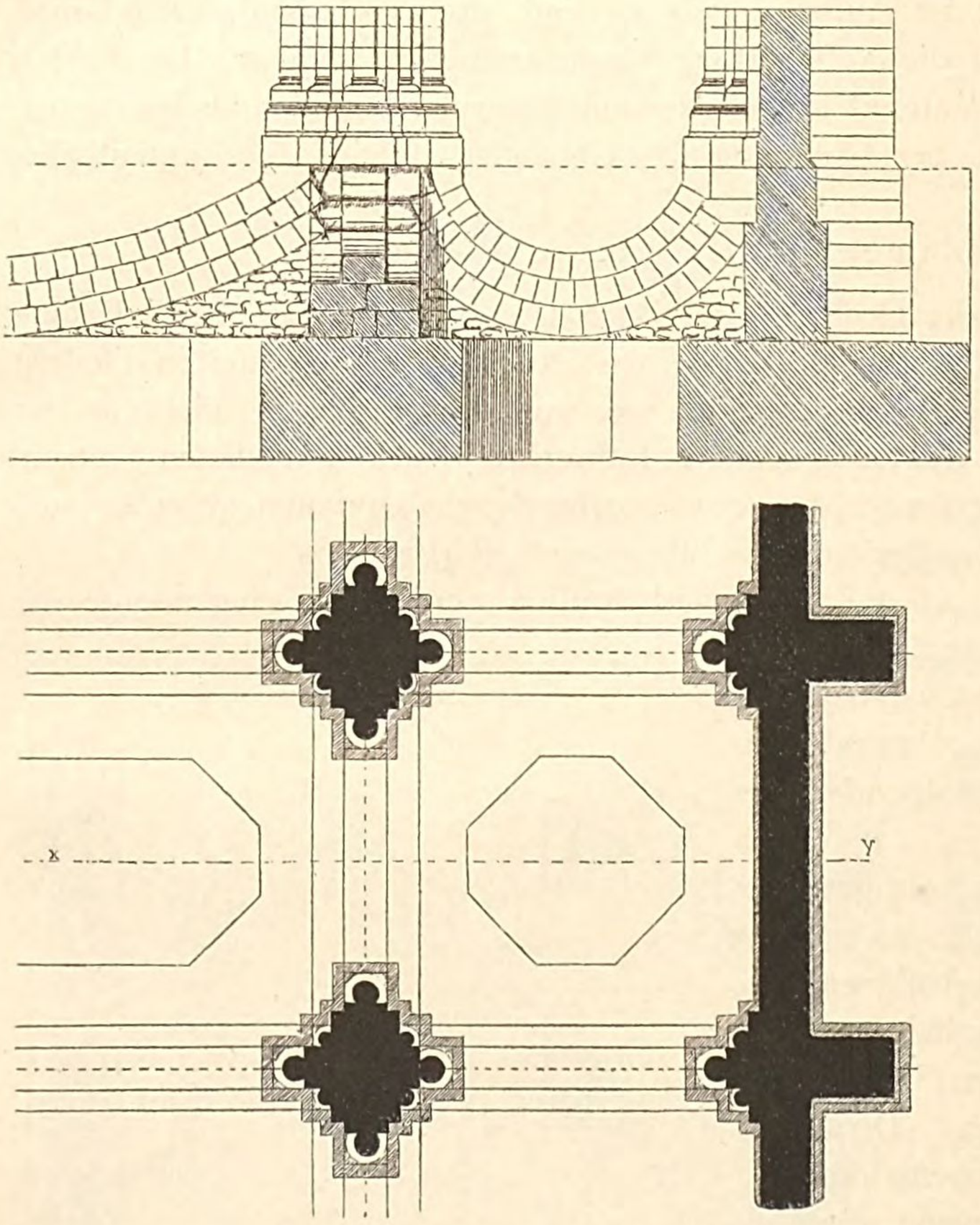


Fig. 666.

Schnitt *x y*.



Von der Kirche *de la Baſtide* zu Bordeaux [181]).

1/200 n. Gr.

wenn die Laſt, die ſie zu tragen haben, nicht groſs iſt.

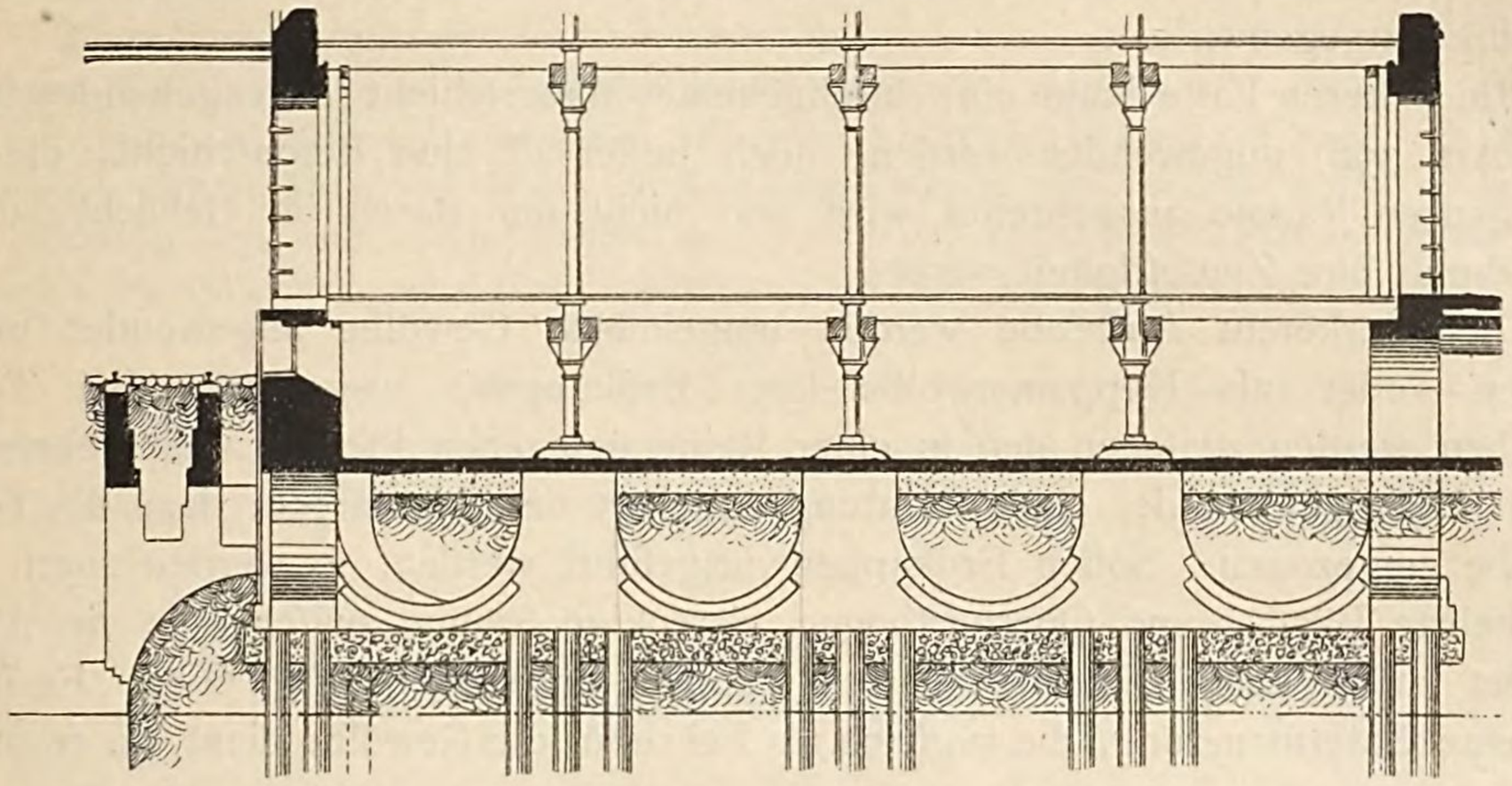
Ueber die beſonderen Vorkehrungen, welche bei eiſernen Freiſtützen, insbeſondere wenn ſie ſeitlichen Schüben ausgeſetzt ſind, nothwendig werden, iſt bereits in Art. 276 (S. 182) die Rede geweſen.

β) Wenn in der geſtützten Decken- oder Dach-Conſtruction einſeitige wagrechte Schübe in Folge von unſymmetriſchen Belaſtungen, Erſchütterungen, Stöſsen, Winddruck etc. entſtehen können, ſo empfiehlt es ſich, die Fundament-Pfeiler gegen den Einfluſs derſelben dadurch zu ſichern, daſs man zwiſchen ihnen Gurtbogen, nach Art der früher beſprochenen Grundbogen, einſpannt. Derlei Verſteifungsbogen werden bloſs in dem einen Sinne (Fig. 665) oder auch nach beiden einander durchkreuzenden

180) Nach: *Encyclopedie d'arch.* 1876, Pl. 1427.

181) Facſ.-Repr. nach: *Gazette aes arch.* 1865, S. 41.

Fig. 667.



Vom Waarenſpeicher am Kaiſer-Quai in Hamburg [182]). — 1/200 n. Gr.

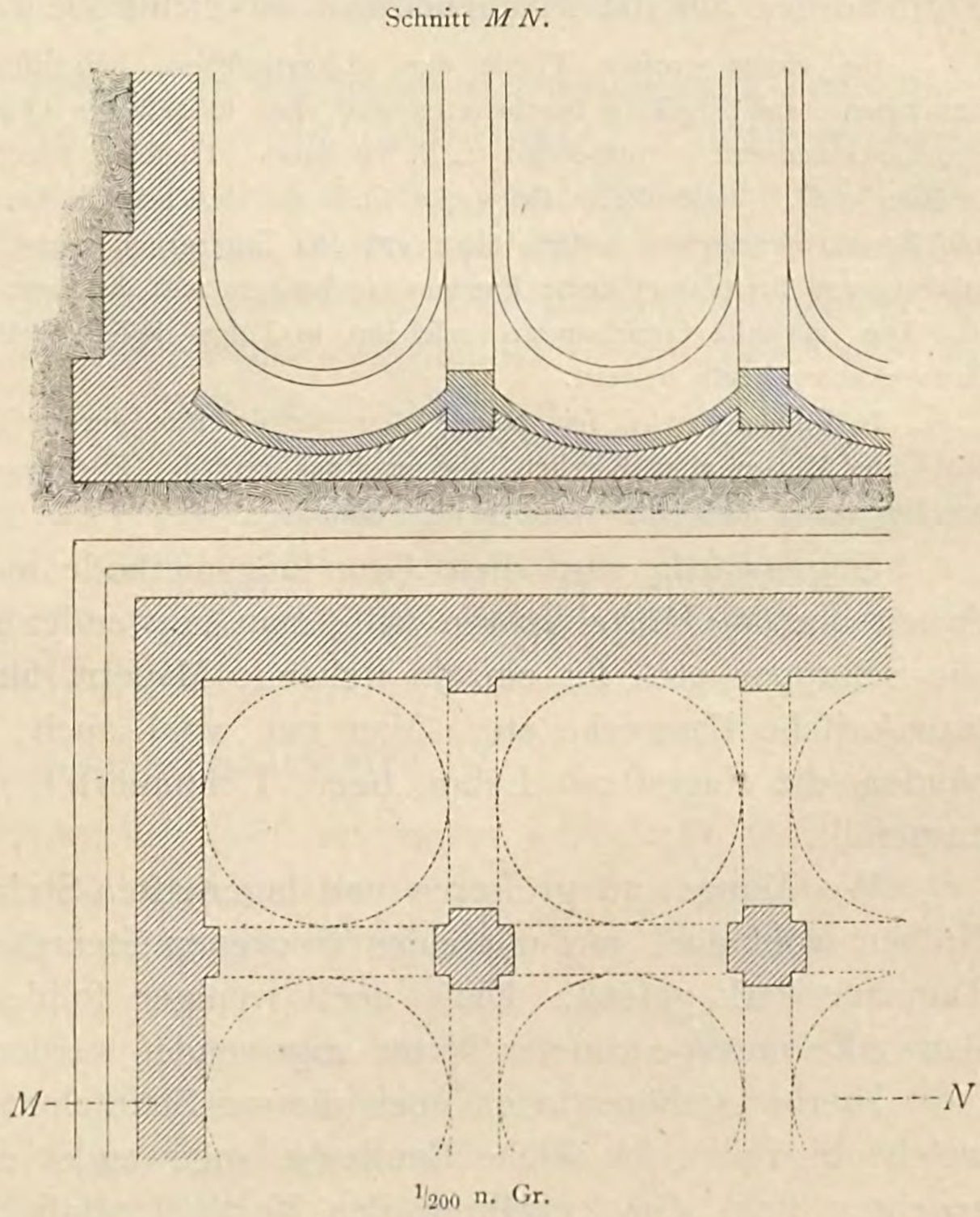
Richtungen angeordnet, je nachdem ſolche Schübe in der einen oder in beiden Richtungen vorkommen können.

Unter beſonders ungünſtigen Verhältniſſen kann es auch angezeigt ſein, in der Höhe dieſer Gurtbogen ſchmiedeeiſerne Zuganker einzuziehen.

γ) Aus gleichen Gründen werden bisweilen nahe an der Fundament-Sohle in ganz ähnlicher Weiſe umgekehrte Gurtbogen, die mit den vorher beſprochenen Erd- oder Gegenbogen übereinſtimmen, angeordnet (Fig. 663 u. 666). Dieſelben können auch dazu dienen, den von den Einzelpfeilern auf den Baugrund ausgeübten Druck auf eine gröſsere Fläche zu vertheilen und einem etwaigen ſeitlichen Ausweichen des Bodens entgegenzuwirken.

Fig. 668.

Schnitt *M N*.



1/200 n. Gr.

Bisweilen erſcheint es zur Sicherung des ganzen Baues angezeigt, Verbindungen, bezw. Abſteifungen durch Grund- und Gegenbogen vorzunehmen. Auch wird die Anordnung von Gegenbogen mit der Pfahlroſt-Gründung zugleich angewandt (Fig. 667), wovon noch bei der letzteren die Rede ſein wird.

δ) Läſſt der Baugrund unter ſtärkerem iſolirten Drucke ein ſeitliches Ausweichen befürchten, ſo kann man dem hierdurch hervorgebrachten Auftriebe entweder durch Belaſtung

182) Nach: Zeitſchr. d. öſt. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, Bl. 39.

des zwiſchen den Fundament-Pfeilern befindlichen Bodens oder durch umgekehrte Gewölbe entgegenwirken.

Im erſteren Falle kann eine durchgehende Mauerſchicht (durchgehendes Banket, ſiehe Art. 398) angewendet werden; noch beſſer iſt eine Betonſchicht, die unter dem ganzen Raume ausgebreitet wird und nicht nur durch ihr Gewicht, ſondern auch durch ihre Zugfeſtigkeit wirkt.

Bei ſtärkerem Auftriebe werden umgekehrte Gewölbe angewendet und als Tonnen- oder als Kappengewölbe (ſog. Erdkappen) ausgeführt. Bei Tonnengewölben werden zwiſchen den in einer Reihe gelegenen Pfeilern umgekehrte Gurtbogen (Erdbogen) in der einen Richtung angelegt und winkelrecht dazu die Tonnengewölbe eingezogen. Sollen Erdkappen ausgeführt werden, ſo werden zuerſt durch umgekehrte Längs- und Quergurtbogen viereckige Räume zwiſchen je vier Pfeilern gebildet und in dieſe die umgekehrten Kappen eingezogen (Fig. 668). Es iſt hier ſtets eine Untermauerung, die zugleich als Lehre für die Gewölbe dient, zu empfehlen.

c) Fundamente aus Trockenmauerwerk, Steinpackungen und Steinſchüttungen.

402. Trockenmauerwerk.

Bei weniger wichtigen Bauwerken, bei ſolchen, die auf eine lange Dauer keinen Anſpruch machen und die den Baugrund nicht ſtark belaſten, hat man die Fundamente aus Trockenmauerwerk hergeſtellt. Derartige Fundamente gewähren nur dann einige Sicherheit, wenn der Baugrund gut iſt, wenn möglichſt groſse und feſte Steine zur Anwendung kommen, wenn ſie in thunlichſt regelmäſsigem Schichtenverbande vermauert werden und wenn durch entſprechende Fundament-Verbreiterung der Normaldruck auf die Flächeneinheit möglichſt klein iſt.

Bei einem groſsen Theile der alt-ägyptiſchen, helleniſchen und römiſchen Bauwerke ſind die Fundamente aus ſorgfältig bearbeiteten und eben ſo gefügten Quadern ohne jedes Bindemittel — alſo aus Trockenmauerwerk — ausgeführt (z. B. Parthenon, Theſeion, Erechtheion, Hercules- [früher Veſta-] Tempel in Rom etc.). Viele dieſer Bauwerke ſind auf den gewachſenen Felſen, auf den Gipfeln von Anhöhen und Bergen gegründet; andere üben auf den Untergrund einen nur geringen Druck aus, weil ſie meiſt mächtig und breit ausgeführte Fundamente beſitzen und ihr eigenes Gewicht in der Regel nicht bedeutend iſt. Die gewählte Gründungsart erſcheint in Folge deſſen zuläſſig, was u. A. auch der Beſtand jener Bauwerke bis heute beweist.

In Finnland wird ſeit langer Zeit für die Fundamente Trockenmauerwerk verwendet. Man ſieht dort eine Menge alter Kirchen, die aus der Zeit der Einführung des Chriſtenthumes in dieſer Gegend herrühren und in ſolcher Weiſe fundirt ſind.

Gegenwärtig wird dieſe Gründungsmethode meiſt nur benutzt, wenn man an Arbeit und an Mörtel ſparen will; man verwendet ſie zu kleineren Nebengebäuden, wie Schuppen etc., für einzeln ſtehende Mauern, für kleinere ländliche Gebäude, für proviſoriſche Bauwerke etc. Man hat wohl auch, insbeſondere bei ländlichen Gebäuden, die Fugen mit Lehm, bezw. Lehmmörtel, mit Moos, Erde, ſelbſt mit Sand ausgefüllt.

403. Steinpackungen.

Wo Mangel an gröſseren und lagerhaften Steinen iſt, hat man die Fundament-Gräben wohl auch nur mit einer trockenen Steinpackung ausgefüllt und darauf das Tagmauerwerk geſetzt. Dieſe noch weniger ſolide Gründungsweiſe kann bloſs für Bauwerke untergeordneter Natur angewendet werden.

404. Steinſchüttungen.

Hierher gehören auch noch die aus Steinſchüttungen hergeſtellten Fundamente, welche bisweilen für ſolche Bauwerke angewendet werden, die im offenen Waſſer zu errichten ſind. Sie gewähren den Vortheil, daſs ſie die immer koſtſpielige Herſtellung einer Baugrube im Waſſer nicht erfordern; indeſs iſt ihre Solidität eine ſehr

geringe. Fundamente aus Steinſchüttungen kommen hauptſächlich für Bauten im Meere (Hafendämme, Moli etc.) in Anwendung.

Betreff der Gröſse der zu benutzenden Steine ſei auf Art. 366 (S. 257) verwieſen. Hat man genügend groſse Steine nicht in hinreichender Menge zur Verfügung, ſo kann man wohl auch für den Fundamentkern kleinere Steine verwenden, die Böſchungen dagegen aus möglichſt groſsen Steinen herſtellen. Iſt die Strömung eine ſehr bedeutende, ſo verwendet man künſtliche Beton-Blöcke von 25 bis 50, ſelbſt bis 100 cbm Rauminhalt und darüber; natürliche Steine von ſolcher Gröſse kommen meiſt theuerer zu ſtehen.

Die Steinſchüttungen bilden den Uebergang zu den im folgenden Kapitel zu beſprechenden »geſchütteten Fundamenten«; in gewiſſem Sinne können ſie unmittelbar zu letzteren gezählt werden.

Literatur

über »gemauerte Fundamente«.

Engel, C. L. Ueber Fundamente aus Bruchſteinen ohne Mörtel. Journ. f. d. Bauk., Bd. 2, S. 23.

Fondation de 47 puits maçonnés exécutés à Madrid. Nouv. annales de la conſt. 1867, S. 93.

Spieker. Fundirung eines Monumentes. Zeitſchr. f. Bauw. 1872, S. 124.

Ausgeführte Pfeiler-Gründung. Haarmann's Zeitſchr. f. Bauhdw. 1873, S. 187.

Ueber mangelhafte Ausführung von Fundamentmauerwerk. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 52.

Koenen, M. Ueber Form und Stärke umgekehrter Fundamentbögen. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 11.

---

3. Kapitel.

Fundamente aus Beton- und Sandſchüttungen.

Geſchüttete und Schwellroſt-Fundamente.

405. Wenn ein genügend widerſtandsfähiger Baugrund in angemeſſener Tiefe nicht vorhanden iſt, auch nicht mit Hilfsmitteln erreicht werden kann, die den verfügbaren Geldmitteln, der vorgeſehenen Bauzeit oder dem Zwecke des betreffenden Bauwerkes entſprechen; ſo iſt man nicht ſelten genöthigt, in nur geringer Tiefe auf ſtark preſsbarem Baugrund zu fundiren. Bei Conſtruction der Fundamente iſt alsdann das Hauptaugenmerk auf möglichſte Herabminderung des Einſinkens, namentlich aber auf Verhütung des ungleichmäſsigen Setzens derſelben zu richten.

In derartigen Fällen können nicht mehr gemauerte Fundamente angewendet werden, weil dieſelben den vom Bauwerk ausgeübten Druck nicht in genügender Weiſe nach unten vertheilen und weil ſie bei ungleichmäſsiger Beſchaffenheit des Baugrundes partielle, d. i. ſchädliche Einſenkungen erleiden. Es empfehlen ſich Beton-, Sand- und Schwellroſt-Fundamente.

a) Beton-Fundamente.

Allgemeines.

406. Conſtructionstheile eines Bauwerkes, die aus Beton hergeſtellt ſind, werden häufig als Guſsmauerwerk bezeichnet; dem entſprechend ſchlieſsen ſich an die im vorhergehenden Kapitel behandelten gemauerten Fundamente die Beton-Fundamente naturgemäſs an.

Das Kennzeichnende dieſer Gründungsweiſe beſteht in der Herſtellung einer monolithen Fundament-Platte, bezw. eines monolithen Fundament-Klotzes, aus einer einheitlichen Maſſe ohne jegliche Lager- und Stoſsfugen gebildet. Die monolithe Beton-Platte, bezw. der monolithe Beton-Klotz müſſen hoch genug ſein und eine genügende Grundfläche haben, um den vom darauf ſtehenden Bauwerk ausgeübten

Druck aufnehmen zu können und in ſolcher Weiſe auf den Baugrund zu übertragen, daſs das Fundament keine nachtheilige Veränderung erfährt.

Im alten Rom wurden Fundamente aus Gufsmauerwerk vielfach zur Anwendung gebracht, wozu die Beſchaffenheit des Baugrundes weſentlich beitrug. Der letztere beſteht aus aufgehäuften vulcaniſchen Maſſen, die ziemlich zähe ſind und in Folge deſſen geſtatteten, daſs man die Baugrube mit lothrechten Wänden aushob und dieſelbe entweder gar nicht oder nur ſehr leicht abzimmerte. Auf ſolche Weiſe bildeten die Fundament-Gräben ein genügend widerſtandsfähiges Bett, in welches das Gufsmauerwerk eingebracht und feſt geſtampft werden konnte.

Beton-Fundamente können eben ſo wohl im Trockenen, als auch in Baugruben ausgeführt werden, aus denen das Grundwaſſer geſchöpft wird; in gleicher Weiſe können ſie auch für Bauwerke im Waſſer Anwendung finden. Man kann mit Hilfe einer Schicht hydrauliſchen Betons das Eindringen des Grundwaſſers von unten, wenn nöthig auch von der Seite verhüten. Der Beton iſt auch in vorzüglicher Weiſe geeignet, etwaige Unregelmäſsigkeiten der Bauſohle auszugleichen. Ueberhaupt bilden Beton-Gründungen, an richtiger Stelle angewendet und in richtiger Weiſe ausgeführt, eine vorzügliche Fundirungs-Methode.

407. Material.

Für die Herſtellung eines Beton-Fundamentes iſt hydrauliſcher Beton nicht unbedingt erforderlich; bei Gründungen im Trockenen kann Luftmörtel zur Beton-Bereitung verwendet werden; dagegen muſs man möglichſt raſch erhärtendes Material, am beſten Cement-Beton wählen, wenn man das Eindringen von Waſſer in die Baugrube verhüten will. Für die Güte des zu verwendenden Betons iſt auch die Belaſtung, der er zu widerſtehen hat, und der Baugrund, auf den er zu liegen kommt, maſsgebend. Zum Tragen von Bauwerken geringer Ausdehnung und mäſsiger Laſt, ſo wie bei feſterem Baugrunde genügt eine mittlere Beſchaffenheit Beton und eine leichte Ausführung. Für das Tragen ſchwerer Laſten jedoch (4 kg für 1 qcm und darüber), zur Ausgleichung des Druckes über ſtark preſsbarem Boden oder zu Dichtung von Quellen iſt die beſte Sorte Beton und ſehr ſorgfältige Arbeit erforderlich. Die ſorgfältigſte Ausführung iſt vor Allem dann nothwendig, wenn das Bauwerk bei groſser Grundfläche, bei groſsem Waſſerdruck und durchläſſigem Boden ein waſſerdichtes Becken bilden ſoll.

Der letztgedachte Fall tritt bei der Ausführung gröſserer Behälter ein. Ein intereſſantes Beiſpiel bietet auch die Fundirung des Bühnenraumes im neuen Opernhauſe zu Paris dar; man hatte es dort mit einem ſehr bedeutenden Grundwaſſerandrang zu thun; daſſelbe ſtrömte unter einer Druckhöhe von ca. 5 m zu. Um die Räume unterhalb der Bühne trocken zu erhalten, wurde ein groſses Becken aus Cement-Beton ausgeführt.

Betreff der Beton-Bereitung und der dazu zu verwendenden Materialien ſei auf Theil I, Band 1 dieſes »Handbuches« (Abth. I, Abſchn. 1, Kap. 4) verwieſen.

408. Abmeſſungen.

Die Mächtigkeit des Beton-Fundamentes iſt abhängig von der Beſchaffenheit des Betons, von der gröſseren oder geringeren Preſsbarkeit des Baugrundes, von der Gröſse der auf dem Fundamente ruhenden Laſt und in manchen Fällen von der Druckhöhe, unter welcher der Waſſerzudrang in die Baugrube ſtattfindet.

Was die erſtgenannten drei Factoren anbelangt, ſo kann als Anhaltspunkt dienen, daſs guter hydrauliſcher Beton bei ca. 1 m Stärke eine Laſt von 4 bis 5 kg für 1 qcm Nutzfläche mit Sicherheit tragen kann, wenn der Baugrund wenig preſsbar iſt und die Verhältniſſe ſonſt günſtig ſind; dagegen nur 2,5 kg, wenn ſtark nachgiebiger Baugrund vorhanden, oder wenn derſelbe ungleichartig, oder wenn die Belaſtung nicht gleichmäſsig vertheilt iſt. Unter gewöhnlichen Verhältniſſen genügt alsdann eine Mächtigkeit des Beton-Fundamentes von 0,75 bis 1,00 m; ja man kann bei geringer Laſt auch auf 60, ſelbſt auf 50 cm herabgehen.

Hat man Zweifel über die Tragfähigkeit des Baugrundes oder über die zu erwartende Tragfähigkeit einer Beton-Platte von beſtimmter Dicke (namentlich bei gröſseren Belaſtungen), ſo ſind unmittelbare Verſuche zu empfehlen. Beton-Blöcke von der beabſichtigten Breite und Mächtigkeit werden auf dem vorhandenen Baugrunde probeweiſe ausgeführt und Probebelaſtungen bis zum $1^1/_4$- bis $1^1/_2$-fachen des künftigen Druckes vorgenommen; dabei dürfen ſich an den Blöcken weder Aenderungen in der äuſseren Form, noch in den Höhenverhältniſſen zeigen. Es genügt, im vorliegenden Falle die Verſuchslaſten nur mit $1^1/_4$ bis $1^1/_2$ der definitiven Laſten anzunehmen, weil der Beton im Laufe der Zeit immer härter wird.

Zeigt ſich in der Baugrube ein ſtarker Waſſerandrang und ſoll die Beton-Platte in erſter Reihe dem durch die Waſſerzuſtrömung entſtehenden Auftriebe entgegenwirken, damit alsdann die Baugrube durch Waſſerſchöpfen trocken gelegt werden könne, ſo läſſt ſich nach Art. 366 (S. 257) die erforderliche Stärke der Beton-Schicht berechnen, indem man die maſsgebende Waſſertiefe durch das Gewicht der Volumeinheit Beton ($2{,}_0$ bis $2{,}_2$) dividirt.

Die ſo gefundene Stärke iſt, wie an der angezogenen Stelle bereits geſagt wurde, jedenfalls zu groſs, da das Waſſer bei der Bewegung zwiſchen den Bodentheilchen einen Widerſtand erfährt, der ſeine Geſchwindigkeit verringert. Es iſt deſshalb nicht nothwendig, die berechnete Stärke im Intereſſe gröſserer Sicherheit zu vermehren; unter Umſtänden iſt ſogar eine Verringerung derſelben zuläſſig.

Die Grundfläche eines Beton-Fundamentes ergiebt ſich aus deſſen Nutzfläche und letztere wieder aus der zuläſſigen, im vorhergehenden Artikel bereits angegebenen Belaſtung für die Flächeneinheit. Uebt das auf das Beton-Fundament aufzuſetzende Bauwerk einen gröſseren, als den zuläſſigen Maximaldruck aus, ſo muſs derſelbe durch entſprechende Verbreiterung des betr. Mauerwerkes oder der ſonſtigen Conſtructionstheile herabgemindert werden (Fig. 669). In den allermeiſten Fällen genügt es, wenn die Sohle des Beton-Fundamentes vor der Grundfläche des darauf geſetzten Bauobjectes an allen Seiten um etwa $^3/_4$ ſeiner Stärke vorſpringt (Fig. 669). Meiſt werden parallelepipediſch geſtaltete Beton-Platten zur Ausführung gebracht (Fig. 669); indeſs kommen auch Beton-Klötze vor, deren wagrechter Querſchnitt ſich nach unten vergröſsert (Fig. 670).

In Rotterdam und anderen holländiſchen Städten werden bei Gründungen auf Moorboden von bedeutender Mächtigkeit Beton-Fundamente von ſehr groſser Breite angewendet, ſo daſs die Betonkörper mit ſehr breiten Abſätzen vor den betreffenden Mauern vorſpringen. Man erzielt dadurch ein gleichmäſsiges Einſinken des ganzen Gebäudes, welches Anfangs ſehr beträchtlich iſt, ſpäter jedoch ganz aufhört.

Fig. 669.

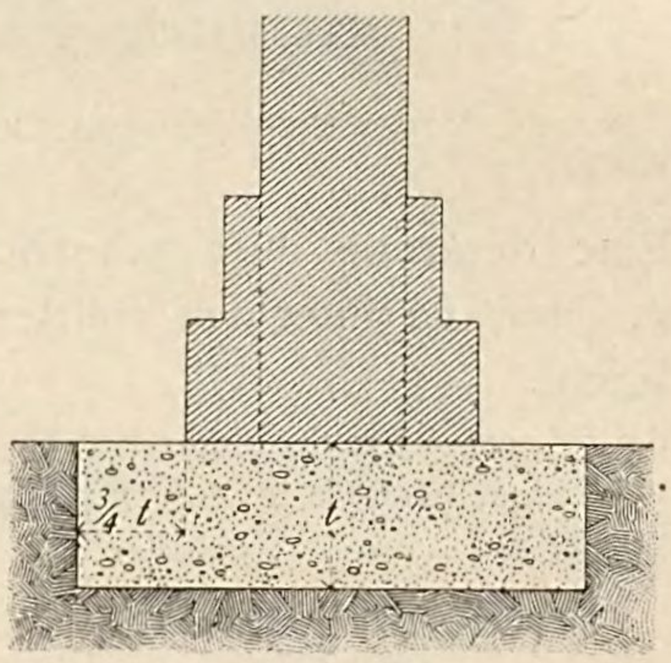
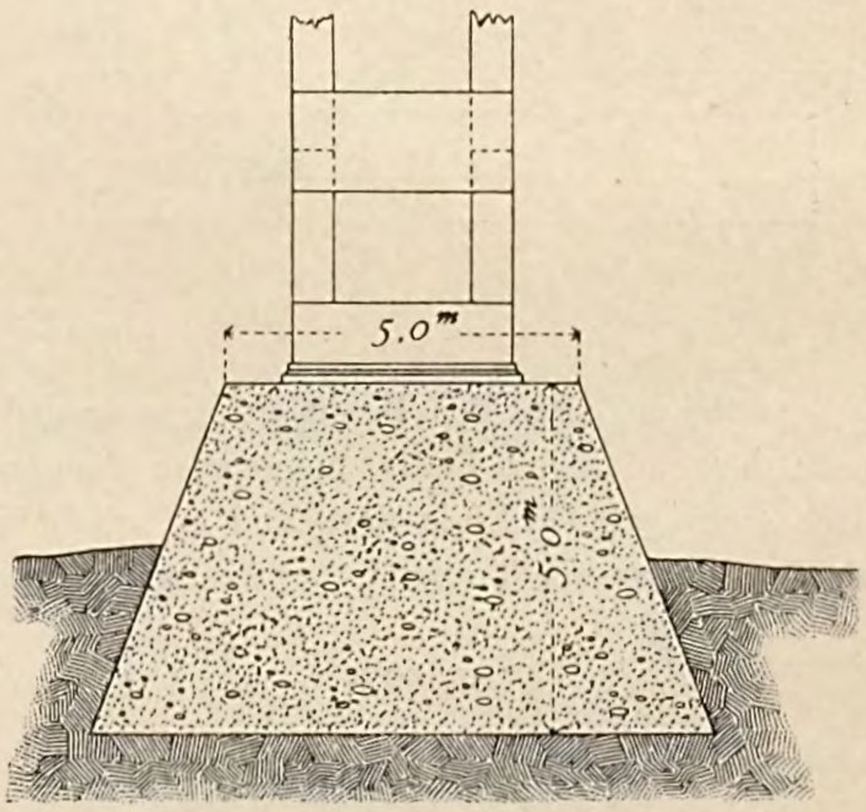


Fig. 670.



Beton-Fundament einer Freiſtütze von der Weltausſtellungs-Rotunde in Wien (1873).

$^1/_{200}$ n. Gr.

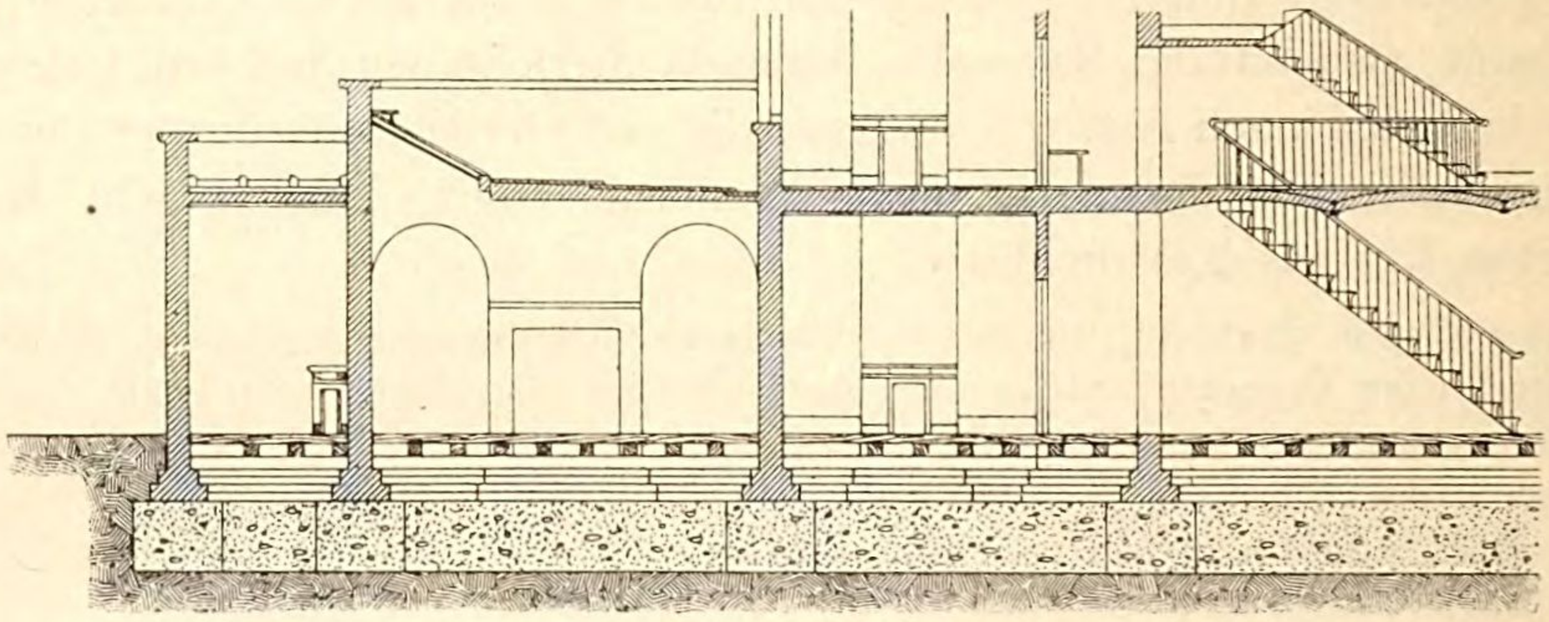
409. Durchgehendes Beton-Fundament.

Handelt es ſich um die Gründung eines gröſseren Gebäudes, ſo wird in den meiſten Fällen jede Wand, bezw. jeder Pfeiler deſſelben auf ein beſonderes Beton-Fundament geſetzt. Sind jedoch die Räume eines Gebäudes ſehr klein, ſo daſs die

Wände deſſelben einander ſehr nahe ſtehen, oder iſt der Baugrund ſehr nachgiebig, ſo daſs unter ſtärkerem Drucke ein Emporſteigen ſeiner nicht belaſteten Theile zu befürchten iſt, ſo legt man unter das ganze Gebäude eine durchgehende Beton-Platte.

Das in Londoner Häuſern vielfach angewendete Gründungsverfahren iſt durch Fig. 671 veranſchaulicht. — Beim Bau der Marien-Kirche in Stuttgart (Arch.: *v. Egle*) iſt jeder der beiden Thürme auf eine durchgehende Beton-Platte (Portland-Cement-Beton) von 140 qm Grundfläche und 1,4 m Dicke geſetzt worden.

Fig. 671.



Von einem Wohnhaus zu London (*Lowndes ſtreet* [183]). — 1/200 n. Gr.

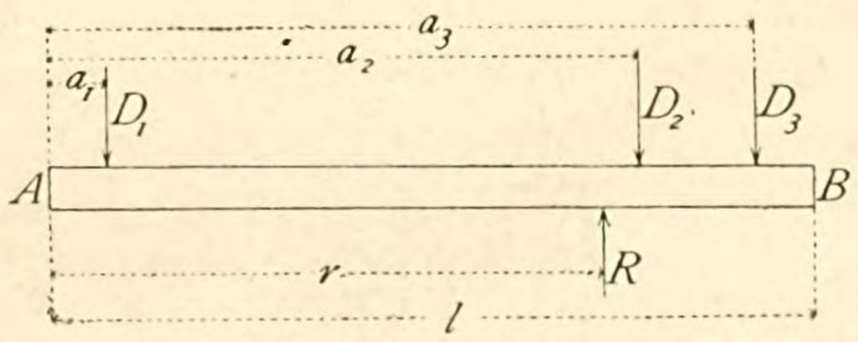
Eine derartige durchgehende Beton-Platte muſs in ſolcher Dicke ausgeführt werden, damit ſie unter den iſolirten Drücken der auf dieſelbe aufgeſetzten Mauern etc. nicht bricht.

Bei bekannten Druckverhältniſſen läſſt ſich die Dicke einer ſolchen Platte in folgender Weiſe ermitteln.

Wird eine Beton-Platte AB (Fig. 672) durch die iſolirten Drücke $D_1, D_2, D_3 \ldots$ belaſtet, die in den Abſtänden $a_1, a_2, a_3 \ldots$ von der Kante A wirkſam ſind, ſo iſt die dadurch hervorgerufene Reaction R des Baugrundes

$$R = D_1 + D_2 + D_3 \ldots = \Sigma (D).$$

Fig. 672.



Der Abſtand r (von der Kante A), in welchem dieſe Reaction R angreift, beſtimmt ſich aus der Momentengleichung

$$D_1 a_1 + D_2 a_2 + D_3 a_3 + \ldots = R r$$

oder

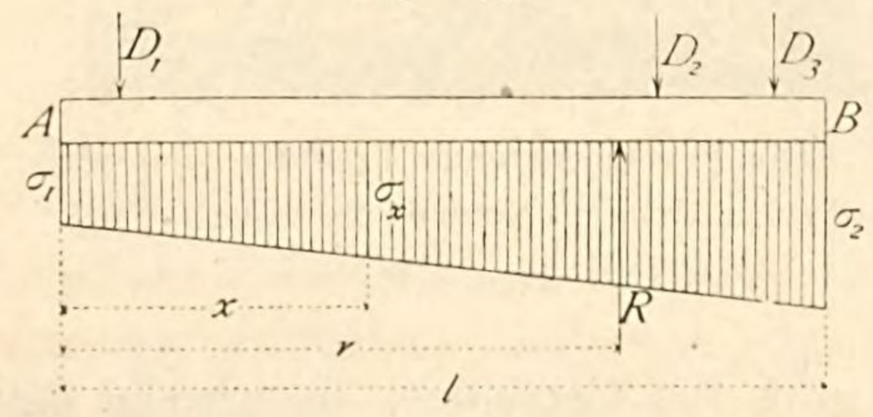
$$\Sigma (D a) = R r$$

zu

$$r = \frac{\Sigma (D a)}{R} = \frac{\Sigma (D a)}{\Sigma (D)} .$$

Nimmt man den Beton als ganz unelaſtiſch an, was nach vollſtändigem Erhärten deſſelben ſehr nahe der Fall iſt, ſo findet, homogenen Baugrund vorausgeſetzt, die Vertheilung der herrſchenden Drücke nach einer geraden Linie ſtatt, und es ergiebt ſich, wegen der im Allgemeinen excentriſchen Beanſpruchung als Druckfigur ein Trapez [184]). Alsdann iſt nach Fig. 673, wenn man die Spannungen an den Kanten A und B mit σ_1 und σ_2 bezeichnet,

Fig. 673.



$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l = R = \Sigma (D),$$

woraus

$$\sigma_1 = \frac{2 R}{l} - \sigma_2 .$$

Es iſt ferner

$$R r = \frac{\sigma_1 l^2}{2} + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} l \frac{2}{3} l$$

183) Nach: *Revue gén. de l'arch.* 1855, Pl. 16, 22.

184) Siehe Theil I, Ed. 1 dieſes »Handbuches«, Art. 320 u. 321 (S. 274 u. 275).

oder

$$Rr = \sigma_1 \frac{l^2}{6} + \sigma_2 \frac{l^2}{3},$$

woraus

$$\sigma_1 = \frac{6\,Rr}{l^2} - 2\,\sigma_2.$$

Hiermit den oben gefundenen Werth von σ_1 verglichen, giebt

$$\frac{2\,R}{l} - \sigma_2 = \frac{6\,Rr}{l^2} - 2\,\sigma_2,$$

woraus

$$\sigma_2 = \frac{2\,R}{l}\left(\frac{3\,r}{l} - 1\right);$$

daher

$$\sigma_1 = \frac{2\,R}{l}\left(2 - \frac{3\,r}{l}\right).$$

Für einen beliebigen Punkt im Abftande x von der Kante A ift die Spannung σ_x aus dem Verhältnifs

$$\frac{\sigma_x - \sigma_1}{\sigma_2 - \sigma_1} = \frac{x}{l}$$

zu beftimmen, ergiebt fich alfo zu

$$\sigma_x = (\sigma_2 - \sigma_1)\,\frac{x}{l} + \sigma_1.$$

Für die Ermittelung der Beton-Plattendicke ift auch die Beftimmung der Biegungsmomente erforderlich. Für den durch den Abftand x von der Kante A gegebenen Punkt ift das Moment

$$M_x = D_1\,(x - a_1) + D_2\,(x - a_2) + \ldots - \frac{\sigma_1\,x^2}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_1}{2} \cdot \frac{x^2}{3}$$

oder

$$M_x = \Sigma\,[D\,(x - a)] - \frac{\sigma_1\,x^2}{2} - \frac{\sigma x - \sigma_1}{2} \cdot \frac{x^2}{3};$$

für σ_x den obigen Werth eingefetzt:

$$M_x = \Sigma\,[D\,(x - a)] - \frac{\sigma_1\,x^2}{2} - \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{6\,l}\,x^3.$$

Das Biegungsmoment M_x bildet hiernach eine Curve dritten Grades, deren gröfste Ordinate das Maximum vorftellt. Differenzirt man die letzte Gleichung nach x, fo erhält man

$$\frac{d\,M_x}{dx} = \Sigma\,(D) - \sigma_1\,x - \frac{3}{6\,l}\,x^2\,(\sigma_2 - \sigma_1) = \Sigma\,(D) - \sigma_1\,x - \frac{x^2}{2\,l}\,(\sigma_2 - \sigma_1) = 0,$$

woraus fich ergiebt

$$x = -\frac{\sigma_1}{\frac{1}{l}\,(\sigma_2 - \sigma_1)} \pm \sqrt{\left[\frac{\sigma_1}{\frac{1}{l}\,(\sigma_2 - \sigma_1)}\right]^2 + \frac{\Sigma\,(D)}{\frac{1}{2\,l}\,(\sigma_2 - \sigma_1)}}.$$

Diefe Gleichung ift in dem durch Fig. 673 dargeftellten Falle fowohl für $\Sigma\,(D) = D_1$, als auch für $\Sigma\,(D) = D_1 + D_2$ zu löfen, um zu ermitteln, ob das Maximal-Moment zwifchen D_1 und D_2 oder zwifchen D_2 und D_3 gelegen ift.

Für die Beanfpruchung auf Biegung ift nun [185])

$$\frac{\mathcal{J}}{a} = \frac{M_{max}}{K},$$

wenn mit $\mathcal{J}$ das Trägheitsmoment des Querfchnittes, mit a der Abftand der am meiften gezogenen Faler von der neutralen Axe, mit M_{max} das Maximal-Moment und mit K die gröfste zuläffige Beanfpruchung des Betons auf Zug bezeichnet wird.

Ift, wie in den meiften Fällen, der Querfchnitt der Beton-Platte rechteckig (Breite $= b$, Höhe $= h$), fo ift $\mathcal{J} = \frac{b\,h^3}{12}$. Nimmt man $b = 1^{\,\mathrm{m}}$ an, fo wird $\mathcal{J} = \frac{h^3}{12}$, und da $a = \frac{1}{2}\,h$ ift, wird aus obiger Bedingungsgleichung

$$h = \sqrt{\frac{6\,M_{max}}{K}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 192.$$

[185]) Nach Gleichung 36. auf S. 262 in Theil I, Band 1 dieles »Handbuches«.

Beifpiel. Für den durch Fig. 672 näher bezeichneten Fall feien die von 3 Parallelmauern eines Haufes (auf eine Tiefe von 1 m normal zur Bildfläche) ausgeübten Drücke $D_1 = 9600\,\text{kg}$, $D_2 = 6800\,\text{kg}$ und $D_3 = 9600\,\text{kg}$, dabei $a_1 = 1{,}42\,\text{m}$, $a_2 = 8{,}12\,\text{m}$ und $a_3 = 11{,}12\,\text{m}$; ferner fei $l = 12{,}55\,\text{m}$.

Alsdann ift

$$R = 9600 + 6800 + 9600 = 26\,000\,\text{kg},$$

$$r = \frac{9600 \cdot 1{,}42 + 6800 \cdot 8{,}12 + 9600 \cdot 11{,}12}{26\,000} = 6{,}75\,\text{m},$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot 26\,000}{12{,}55}\left(\frac{3 \cdot 6{,}75}{12{,}55} - 1\right) = 2544\,\text{kg}$$

und

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot 26\,000}{12{,}55}\left(2 - \frac{3 \cdot 6{,}75}{12{,}55}\right) = 1599\,\text{kg}.$$

Der Gefammtdruck auf den Baugrund beträgt hiernach

$$12{,}55\,\frac{2544 + 1599}{2} + \text{Gewicht der Beton-Platte} = 26\,000\,\text{kg} + \text{Gewicht der Beton-Platte}.$$

Das Biegungsmoment für einen beliebigen Punkt war

$$M_x = \Sigma\,[D\,(x - a)] - \frac{\sigma_1\,x^2}{2} - \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{6\,l}\,x^3;$$

daher wird für den Angriffspunkt des Druckes D_2

$$M = 9600\,(8{,}12 - 1{,}42) - 1599\,\frac{8{,}12^2}{2} - \frac{75{,}3}{2} \cdot \frac{8{,}12^3}{3} = 4886\,\text{mkg}.$$

Der Abftand x, für den das Biegungsmoment zwifchen D_1 und D_2 zum Maximum wird, folgt aus der Gleichung

$$0 = 9600 - 1599\,x - 37{,}7\,x^2$$

zu

$$x = -\frac{1599}{75{,}4} \pm \sqrt{\left(\frac{1599}{75{,}4}\right)^2 + \frac{9660}{37{,}7}} = 5{,}3\,\text{m};$$

daher das Maximal-Moment

$$M_{max} = 9600\,(5{,}3 - 1{,}42) - \frac{1599}{2}\,5{,}3^2 - \frac{2544 - 1599}{6 \cdot 12{,}55}\,5{,}3^2,$$

$$M_{max} = 12\,990\,\text{mkg}.$$

Die Abfciffe des gröfsten Biegungsmomentes zwifchen D_2 und D_3 folgt aus der Gleichung

$$0 = 9600 + 6800 - 1599\,x - 37{,}7\,x^2 = \backsim 8{,}2\,\text{m},$$

d. h. daffelbe fällt mit dem Moment M zufammen, und das berechnete $M_{max} = \backsim 13\,000\,\text{mkg}$ ift wirklich das gröfste Biegungsmoment, welches in der fraglichen Beton-Platte auftritt.

Die Dicke h diefer Platte ergiebt fich, wenn man $k = 2\,\text{kg}$ für $1\,\text{qcm}$ ($= 20\,000\,\text{kg}$ für $1\,\text{qm}$) annimmt, nach Gleichung 192. zu

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 13\,000}{20\,000}} = 1{,}97\,\text{m}.$$

Durchgehende Beton-Fundamente find auch dann mit Vortheil anzuwenden, wenn der Baugrund Rutfchungen befürchten läfft. Treten letztere ungeachtet aller fonft noch getroffenen Vorkehrungen ein, fo bewegt fich die Beton-Platte mit dem ganzen darauf ftehenden Gebäude, nicht einzelne Theile des letzteren; unter Umftänden bleibt dabei das Gebäude unverfehrt, wie die letzten Bergrutfche in Aachen gezeigt haben.

Eine neuere ftädtifche Schule in Aachen wurde auf eine 90 cm ftarke Beton-Schüttung gefetzt, welche, durch ein Syftem von vernieteten I-Trägern in feftem Rahmen gehalten, eine feite Tafel bildet, innerhalb deren, den Scheidewänden entfprechend, ebenfalls I-Träger eingelegt find. Diefe Beton-Platte liegt auf einer mehrere Meter hohen Sandfchicht, unter der fich faft unergründlicher, naffer Klaiboden befindet; die Sandfchicht ift durch Stützmauern gegen feitliches Ausweichen gefchützt.

Durchgehende Fundamente aus Cement-Beton find ferner zu empfehlen, wenn die Kellerfohle eines Gebäudes gegen das Eindringen des Grundwaffers zu fchützen ift (vergl. Art. 366, S. 256).

410. Ausführung.

Betreff der Herftellung der Beton-Fundamente ift noch das Folgende zu beachten.

1) Kommt in der Baugrube kein Grundwaſſer vor, ſo wird, nachdem die Sohle derſelben nach Thunlichkeit geebnet wurde, die Beton-Schüttung ſchichtenweiſe eingebracht und abgerammt. Die Dicke der einzelnen Lagen ſoll nicht unter 15 cm betragen; ſie ſoll aber auch nicht 25 bis 30 cm überſchreiten, weil ſonſt das Rammen zu wenig wirkſam iſt. Das letztere wird mit Handrammen vorgenommen und dabei der Beton mit Waſſer begoſſen; das Dichten würde vollkommener geſchehen, wenn man ſtatt der Rammen ſchwere Handwalzen anwenden würde; letztere lieſsen ſich auch unter Waſſer anwenden.

Das Hinzuführen von Waſſer iſt in trockenem Boden von Wichtigkeit, damit nicht letzterer dem Beton das zu ſeiner Erhärtung nothwendige Waſſer entziehe. Wenn ſich Beton-Fundamente im Trockenen nicht bewährt haben, wenn hie und da das Vorurtheil entſtanden iſt, daſs ſich dieſelben nur für naſſen Boden eignen, ſo dürfte meiſt der Grund in einer fehlenden oder mangelhaften Benetzung des Betons zu ſuchen ſein.

Die Fundament-Gräben werden im vorliegenden Falle mit lothrechten Wänden ausgehoben; iſt der Boden nicht feſt genug, ſo muſs eine Auszimmerung vorgenommen werden. Iſt zu befürchten, daſs ſich von den Baugrubenwänden Erdtheilchen losbröckeln und zwiſchen die Betonmaſſe gerathen, ſo muſs dies durch vorgelegte Bretter verhütet werden, da ſonſt der Beton verdorben wird.

Der Beton wird entweder in der Baugrube ſelbſt oder auſserhalb derſelben gemengt. Unter ſonſt gleichen Verhältniſſen iſt das letztere Verfahren vorzuziehen; bei nicht zu groſser Tiefe der Baugrube wird alsdann der Beton hinabgeworfen, bei gröſserer Tiefe auf ſchiefen Ebenen oder Rutſchen, die nach der Bauſohle geneigt ſind, hinabgelaſſen.

Im alten Rom wurden die aus Guſsmauerwerk gebildeten Fundamente in der Weiſe ausgeführt, daſs man auf der Sohle der Fundament-Gräben zunächſt eine Mörtelſchicht von mindeſtens 10 bis 15 cm Dicke ausbreitete. Auf dieſe wurde eine eben ſo dicke oder nur wenig dickere Schicht von Steinbrocken geſchüttet; letztere hatten höchſtens einen Durchmeſſer von 8 bis 10 cm. Dieſe Schicht wurde ſo lange geſtampft, bis alle Zwiſchenräume derſelben mit Mörtel ausgefüllt waren. Hierauf kam wieder eine Mörtelſchicht alsdann wieder eine Steinbrockenſchicht; letztere wurde wieder geſtampft etc.

2) Das eben beſchriebene Verfahren iſt auch noch zuläſſig, wenn in der Baugrube das Waſſer einige Centimeter hoch ſteht. Iſt dagegen die Waſſermenge eine gröſsere, ſo wird vor und während der Einbringung des Betons die Baugrube trocken gelegt, was in den meiſten Fällen auch während der Grundgrabung nothwendig geweſen ſein wird. Iſt die lockere, abzugrabende Bodenſchicht ſehr loſe, ſo daſs zu befürchten ſteht, die Erdmaſſen würden beim Waſſerſchöpfen nach der Baugrube ſich bewegen, ſo umſchlieſst man dieſelbe mit einer möglichſt dichten Spundwand; bisweilen kann man die letztere auch durch eine kräftige Stülpwand erſetzen. Innerhalb dieſer Umſchlieſsungswände wird unter ſteter Waſſerhaltung die Grundgrabung und die Betonirung vorgenommen. Die Spundwand bleibt am beſten, zum Schutze des Beton-Fundamentes gegen ſeitliches Ausweichen des darunter befindlichen, vom Waſſer erweichten Bodens, ſtehen; doch empfiehlt es ſich, ſie unter dem niedrigſten Grundwaſſerſpiegel abzuſchneiden und mit einem Holm zu verſehen.

Bei manchen Bodenarten (Sand- und Kiesſchichten) tritt eine vollſtändige Auflockerung ein, wenn man aus der Baugrube das Waſſer zu ſchöpfen beginnt; das ſtets nachdringende Grundwaſſer bringt die Sohle der Baugrube vollſtändig in Bewegung. In ſolchen Fällen hat man von einer ſofortigen Trockenlegung der Baugrube abzuſehen, muſs vielmehr zunächſt auf deren Sohle eine Beton-Schicht von entſprechender Dicke ausbreiten und erſt nach Erhärtung derſelben das Waſſer auspumpen. Eine ſolche Betonlage kann auch dazu dienen, einzelne Quellen zu ſchlieſsen

und deren ſchädliche Einwirkung auf das Fundament zu aufzuheben (vergl. Art. 384, S. 270).

Um derartige Beton-Schichten herzuſtellen, iſt es nicht zuläſſig, daſs man den Beton ohne Weiteres in das Waſſer ſchüttet, weil alsdann der Mörtel ausgeſpült und eine Erhärtung des Bodens nicht eintreten würde. Man muſs in ſolchen Fällen den Beton in möglichſt geſchloſſene Behälter bringen, welche die Berührung mit dem Waſſer thunlichſt verhüten und in denen der Beton auf die Bauſohle verſenkt wird; unten angekommen werden die Behälter entleert. Für die im Hochbauweſen vorkommenden Ausführungen erhalten derlei Behälter nur einen kleinen Rauminhalt (70 bis 80 l), um ſie einfach und bequem handhaben und in jeden Winkel der Baugruben leiten zu können; man hat kleine Blechkaſten, die an Stielen (ſchaufelartig) befeſtigt ſind, hölzerne Eimer, Körbe aus Rohrgeflecht oder Säcke in Anwendung gebracht.

α) Die in erſter Reihe genannten Beton-Schaufeln erhalten eine ſolche Gröſse, daſs ſie in gefülltem Zuſtande bequem von einem Arbeiter gehandhabt werden können. Der Arbeiter läſſt die Schaufel mit Hilfe des Stieles auf die Sohle der Baugrube hinab und ſchüttet den Kaſten aus. Der Beton erleidet die geringſte nachtheilige Veränderung, wenn die Kaſten mit Deckeln verſehen ſind, die ſich beim Ausſchütten von ſelbſt öffnen.

β) Die hölzernen Eimer ſind Hand- oder Waſſereimer gewöhnlicher Art, in deren Boden fünf bis ſechs Löcher von etwa 10 bis 15 mm Weite gebohrt werden. An der Unterſeite des Bodens befindet ſich in der Mitte eine eiſerne Krampe. Der Eimer, mit dem ſonſt auch üblichen eiſernen Bügel verſehen, wird über Waſſer mit Beton gefüllt und an der Verſenkungsſtelle auf ein ausgeſchlitztes Brett ſo hingeſtellt, daſs der Arbeiter den Wirbel einer gewöhnlichen Kuhkette leicht durch die Krampe am Boden ſchieben kann. Alsdann wird der an einer Stange angebrachte Eimerhaken in den Eimerbügel gehakt und der Eimer mit Hilfe dieſer Stange hinabgeſenkt. Sobald er unten auffitzt, wird die Senkſtange ausgehakt und der Eimer durch Anziehen der Kette vorſichtig gekippt; nach vollzogener Entleerung wird er, in umgekehrter Stellung an der Kette hängend, heraufgezogen. Da derlei Eimer oben unbedeckt ſind, kommt der Beton mit dem Waſſer viel in Berührung.

γ) Die Körbe haben die Form von vierſeitigen abgeſtutzten Pyramiden; der Boden derſelben wird durch zwei Klappen gebildet, deren Gelenke aus Kupferdraht hergeſtellt ſind. Die untere Klappe, welche mit der Verſenkungskette in Verbindung gebracht wird, iſt länger und bedeckt die obere Klappe. Beim Hinunterlaſſen des gefüllten Korbes hält die Kette die Bodenklappen geſchloſſen. Sitzt der Korb auf der Sohle auf, ſo wird er an den ſeitwärts befeſtigten Seilen in die Höhe gezogen, wobei ſich die Klappen öffnen und der Beton herausfällt.

δ) Säcke werden ſeltener angewendet. Man kann gewöhnliche Kaffeeſäcke benutzen, die durch aufgenähte Gurte widerſtandsfähiger gemacht werden. An der unteren offenen Seite werden Ringe (etwa 1 cm weit) eingenäht; am anderen Ende wird ein ſteifes Rundholz befeſtigt. Der Schluſs des gefüllten Sackes wird durch zwei Nadeln bewirkt, welche durch die gedachten Ringe geſteckt werden. An die Nadeln werden Leinen befeſtigt, die während des Herablaſſens des Sackes ſchlaff herabhängen. Nach dem Auffitzen des Sackes auf der Sohle werden die Nadeln herausgezogen und der Sack in die Höhe gewunden, wobei der Beton herausfällt [186]).

Man hat wohl auch Rohre angewendet, welche nach der Baugrube zu ein ſtarkes Gefälle haben und durch welche der Beton in dieſelbe hinabgeſchüttet wird; indeſs kommt hierbei der Beton zu viel mit dem Waſſer in Berührung, ſo daſs der Mörtel herausgeſpült wird; auch verſtopfen ſich die Rohre leicht.

3) Hat man ein Beton-Fundament im offenen (ſtehenden oder flieſsenden) Waſſer herzuſtellen, ſo muſs zunächſt eine Umſchlieſsung der Baugrube, ſei es mittels dichter Spund- oder Pfahlwand, ſei es mittels Fangdamm oder Schwimmkaſten, vorgenommen werden. In den im Hochbau verhältniſsmäſsig ſelten vorkommenden Fällen dieſer Art wird alsdann die Baugrube in der Regel waſſerfrei gemacht und die Betonirung

---

186) Näheres in: Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 17.

in der bereits gedachten Weiſe ausgeführt; es iſt indeſs nicht ausgeſchloſſen, daſs die Betonirung unter Waſſer geſchieht, indem man den Beton in Trichtern oder in allſeitig geſchloſſenen Kaſten (von 0,06 bis 0,15 cbm Inhalt [187]) verſenkt.

Man hat in dieſem Falle ſich wohl auch der vorhin gedachten Beton-Schaufeln bedient; indeſs ſollte dies nur bei untergeordneten Bauwerken und in Ausnahmefällen geſchehen. Bei der gröſsten Vorſicht findet ſtets ein, wenn auch geringes Ausſpülen des Mörtels ſtatt, und über jeder Beton-Schicht bildet ſich Kalkſchleim; dieſer muſs vor Aufbringen einer neuen Betonlage ſorgfältig entfernt werden, weil er den Zuſammenhang der einzelnen Lagen beeinträchtigt.

Auch bei Beton-Gründungen im Waſſer muſs das Fundament durch eine Spundwand gegen Unterſpülung geſchützt werden; unter Umſtänden wird zu gleichem Zwecke auch noch eine Steinſchüttung angeordnet.

411. Aſphalt-Beton.

In denſelben Fällen, für die ſich das bereits in Art. 391 (S. 275) vorgeführte Aſphalt-Mauerwerk empfiehlt, kann auch Aſphalt-Beton mit Vortheil verwendet werden.

Die Gufsform dafür wird nach *Malo* in gleicher Weiſe, wie für Aſphalt-Mauerwerk gebildet. Der Maſtix-Aſphalt wird auf 180 bis 200 Grad erhitzt und 50 bis 60 Procent ſeines Gewichtes Kieſelſteine (in der Gröſse, wie ſie beim Macadam angewendet wird) hineingeſchüttet. Die Miſchung wird unter fortwährendem Umrühren weiter gekocht, bis ſie von Neuem die Temperatur erreicht hat, die ſie durch Einführung der Kieſel verloren hat. Nunmehr gieſst man die Miſchung in die Gufsform und drückt dabei den Steinſchlag kräftig zuſammen, jedoch nicht ſo ſtark, daſs er zerbricht. Nach dem Erſtarren des Maſtix erhält man einen feſten, unveränderlichen und elaſtiſchen Fundament-Block.

412. Anwendung.

Die Anwendung der Beton-Gründung iſt eine im Hochbauweſen noch nicht genügend verbreitete, obwohl ſie ſich in äuſserſt verſchiedenartigen Fällen als zweckmäſsig erwieſen hat. Es ſind in dieſer Beziehung die nachſtehenden Momente hervorzuheben.

1) Beton-Fundamente ſind unter jenen Verhältniſſen anzuwenden, die in Art. 405 (S. 285) angeführt wurden; ſie können alsdann unter Umſtänden auch durch Sandſchüttungen oder durch Schwellroſte erſetzt werden. Vor den letzteren bietet der Beton den Vortheil dar, daſs man es mit einem monolithen Fundamentkörper zu thun hat, daſs man von der Lage des Grundwaſſerſpiegels völlig unabhängig iſt und daſs ein aus hydrauliſchem Beton hergeſtellter Fundamentkörper nach unten zu waſſerdicht abſchlieſst. Den Sandſchüttungen gegenüber zeigen Betonirungen den Uebelſtand gröſserer Koſten; allein ſie preſſen ſich unter der darauf geſetzten Laſt weniger zuſammen und ſind auch ſpecifiſch ſchwerer, daher geeigneter für Fundamente, als Sandſchüttungen.

Die Gründung des Kirchthurmes in Liebſchütz (Sachſen) liefert ein intereſſantes, hier einſchlägiges Beiſpiel. Der zuerſt dort erbaute Thurm ſtürzte bald nach der Vollendung ein; der zweite muſſte, nachdem er einige Jahre geſtanden hatte, wegen Baufälligkeit abgetragen werden. Die Urſache dieſer Kataſtrophen lag darin, daſs man gemauerte Fundamente auf eine ſumpfige, weiche und mit Lehmtheilchen gemiſchte Erdſchicht geſetzt hatte. Bei der dritten Aufführung des Thurmes wurde ein Beton-Fundament (1 Theil Stern-Cement, 1 Theil gelöſchten Kalk, 2 Theile ſcharfer Fluſsſand und 6 Theile Granitbrocken mit Schmiedeſchlacken) von 1 m Stärke ausgeführt, welches ſich vollſtändig bewährt hat [188]).

---

187) Ueber Einrichtung und Gebrauch ſolcher Beton-Trichter und -Kaſten iſt Näheres zu erſehen aus:
Caiſſes à couler le béton. Nouv. annales de la conſt. 1855, S. 37.
Breymann, G. A. Allgemeine Bau-Conſtructions-Lehre. IV. Theil. 2. Aufl. von A. Scholtz. Stuttgart 1881. S. 379.
Menzel, C. A. u. J. Promnitz. Die Gründung der Gebäude. Halle 1873. S. 154.
Frauenholz, W. Bau-Conſtructions-Lehre für Ingenieure. 3. Bd. München 1877. S. 363.
Klasen, L. Handbuch der Fundirungs-Methoden. Leipzig 1879. S. 67.
Feldegg, E. v. Allgemeine Conſtructionslehre des Ingenieurs. Nach Vorträgen von R. Baumeister. Carlsruhe 1879. Fundirungen. S. 606.
Handbuch der Ingenieurwiſſenſchaften. 1. Band. Herausgegeben von E. Heusinger v. Waldegg. 2. Aufl. Leipzig 1884. S. 344.

188) Näheres hierüber: Deutſche Bauz. 1874, S. 190.

2) Auch bei feſterem Baugrunde kann man nicht ſelten Beton-Fundamente anwenden; ja man kann wohl auch voll gemauerte Fundamente durch betonirte erſetzen, namentlich dann mit Vortheil, wenn das Waſſer ſtörend auf die Fundirung einwirkt, gleich viel ob dieſe Störungen durch ſtarken und zerſtörenden Grundwaſſerzudrang oder durch offenes Waſſer herbeigeführt werden. Indeſs iſt hierbei ſtets zu beachten, daſs unter gewöhnlichen Verhältniſſen der Beton theuerer, als gutes Fundament-Mauerwerk, und daſs letzteres auch tragfähiger iſt, wie erſterer. Will man eine gleiche Widerſtandsfähigkeit des Fundamentes erzielen, ſo muſs man dem Betonkörper eine gröſsere Mächtigkeit geben, als dem Mauerwerk, oder man muſs im erſteren Falle eine gröſsere Fundirungs-Tiefe vorſehen, als in letzterem.

Beiſpiel. Beim Bau des Reichsbankgebäudes in Bremen fand ſich ein ſehr lockerer, aufgefüllter Sandboden vor, der vom Druck benachbarter Gebäude ſchon bei 4 m Abſtand ſeitlich auswich; der in gröſserer Tiefe vorhandene, gewachſene Boden war noch weniger tragfähig. Die Berechnung, die an einem älteren, zwar abzubrechenden, doch wohl erhaltenen Gebäude angeſtellt wurde, ergab, daſs dieſer aufgefüllte Boden 0,69 kg für 1 qcm ohne jedes Setzen trug. Es wurde nunmehr der Druck eines jeden Mauerſtückes des projectirten Neubaues auf den Baugrund berechnet; es ergab ſich z. B. bei den Säulen-Fundamenten ein Druck von 83 471 kg; dies durch 0,69 dividirt ergab ſich als erforderliche Fundament-Fläche 120 970 qcm. Dieſelbe wurde um 1/9 verringert, weil das alte Gebäude nur Kalkmauerwerk hatte, das neue aber Cement-Beton und Grundmauerwerk in verlängertem Cementmörtel erhalten ſollte. Die hiernach mit 108 000 qcm ſich ergebende Fundament-Sohle iſt mit 3,0 × 3,6 m für jede Säule in 50 cm ſtarker Betonſchicht ausgeführt und hierauf ein 1 m hohes Fundament-Mauerwerk, deſſen Schichten um je 1/4 Stein beiderſeits abſetzen und ſo zum Kern der Kellermauern ſich verjüngen.

3) Beton-Gründungen werden endlich ſtatt anderer Fundirungsweiſen angewendet, wenn die Koſten dadurch geringer werden.

Wollte man z. B. bei gröſserer Mächtigkeit der ſtark preſsbaren Bodenſchicht dieſelbe bis auf den tragfähigen Baugrund ausheben, ſo könnte man zwar auf dieſen direct das Fundament-Mauerwerk ſetzen; allein die Koſten der Grundgrabung und der Mauerung wären ſehr bedeutend. Man kann unter Umſtänden in ökonomiſcher Beziehung vortheilhafter verfahren, wenn man eine geringere Fundirungs-Tiefe in Ausſicht nimmt und mittels Beton auf preſsbarem Boden gründet.

Man kann in ſolchen Fällen zwar auch Pfahlroſt-Fundamente in Anwendung bringen, indem man mit Hilfe der Pfähle die vollſtändig tragfähige Bodenſchicht zu erreichen trachtet; allein auch der Pfahlroſt wird unter Umſtänden theuerer zu ſtehen kommen als der Beton, ſo daſs man erſteren durch letzteren erſetzt. Ueber die Vereinigung von Pfahlroſt mit Beton-Platte wird noch im nächſten Abſchnitt (Kap. 1, b) die Rede ſein.

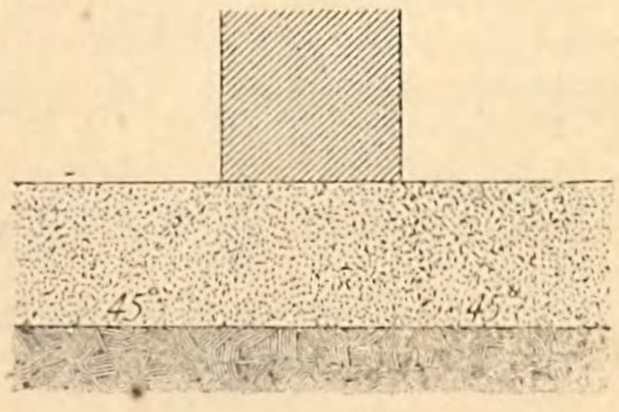
b) Fundamente aus Sandſchüttungen.

413. Eigenſchaften des Sandes.

An reinem, grobkörnigem Quarzſand ſind die folgenden, zum Theile bereits in den Fuſsnoten 151 u. 152 (S. 248) hervorgehobenen, für den Grundbau wichtigen Eigenſchaften beobachtet und durch Verſuche erhärtet worden.

1) Der auf eine Sandſchicht ausgeübte Druck wird in günſtiger Weiſe nach unten vertheilt; der auf die Baſis dieſer Sandſchicht wirkſame Druck auf die Flächeneinheit kann bei genügender Mächtigkeit der Sandſchicht auf ein verhältniſsmäſsig geringes Maſs gebracht werden.

Fig. 674.



Verſuche haben ergeben, daſs ſich der auf die Sandſchicht wirkſame Druck nahezu unter 45 Grad nach unten vertheilt (vergl. Fig. 674 u. Art. 363, S. 251). *Hagen* hat ferner auf experimentellem Wege nachgewieſen, daſs bei Aufbringung einer Sandſchicht der Druck auf ihre Unterlage Anfangs mit der Zunahme der Höhe auch wächst. Erhöht man die Schüttung immer mehr, ſo wird das Wachsthum jenes Druckes immer kleiner, bis es endlich ganz aufhört. Ueberſchreitet die Mächtigkeit der Sandſchicht dieſe Höhe, ſo bleibt der Druck auf ihre Unterlage conſtant.

2) Wenn der Sand durch ſeitliche Umſchlieſsung gegen das Auseinanderquillen geſchützt iſt, ſo zeigt er bei aufgebrachter Belaſtung zwar eine ziemlich bedeutende Preſsbarkeit; ſobald jedoch die Zuſammendrückung ein gewiſſes gröſstes Maſs erreicht hat, verwandelt ſich der Sand in eine kaum preſsbare Schicht [189]).

3) Sinkt bei der anfänglichen Zuſammendrückung der Sandſchicht die aufgebrachte Laſt in dieſelbe ein, ſo erhebt ſich um die letztere herum der Sand nicht; das Zuſammenpreſſen wird demnach bloſs durch das innigere Aneinanderrücken der einzelnen Sandkörner hervorgerufen [190]).

4) Befinden ſich in der Unterlage der Sandſchicht einzelne beſonders nachgiebige Stellen, ſo zeigt die letztere, hinreichende Mächtigkeit vorausgeſetzt, an dieſen Stellen keine partiellen Senkungen; die Druckvertheilung findet vielmehr in ſo günſtiger Weiſe ſtatt, daſs die nachgiebigen Stellen gleichſam überbrückt und dadurch unſchädlich gemacht werden [191]).

414. Sandſchüttungen.

Von dieſen werthvollen Eigenſchaften des Sandbodens macht man im Grundbau in der Weiſe Anwendung, daſs man bei nachgiebigem Baugrund das Fundament aus einer Sandſchüttung oder Sandbettung herſtellt. Dieſelbe erweist ſich zweckmäſsig, ſobald ſie genügende Abmeſſungen erhält, aus geeignetem Material und in entſprechender Weiſe ausgeführt wird.

Die erſte Anwendung des Sandes im Grundbau ſcheint in Frankreich gemacht worden zu ſein, und zwar bei den Quai-Mauern des Canals St. Martin (1829) und bei Militärbauten zu Bayonne (1830 von Capitän *Gauzence*).

415. Abmeſſungen.

Die Mächtigkeit der als Fundament dienenden Sandſchicht ſoll nicht weniger als 75 cm betragen; weiter als 3 m zu gehen iſt indeſs auch nicht erforderlich. Mit Rückſicht auf die Druckvertheilung ſoll die Baſis der Sandſchicht um eben ſo viel vor den Begrenzungen des darauf zu ſetzenden Mauerkörpers vorſpringen, als ſie hoch iſt.

Letzteres Verhältniſs ergiebt ſich aus der ſchon erwähnten Thatſache, daſs ſich der Druck nahezu unter 45 Grad nach unten vertheilt. Kennt man ſonach die Tragfähigkeit des vorhandenen Baugrundes und die Grundfläche des auf das Sand-Fundament zu ſetzenden Mauerkörpers, ſo läſst ſich die Gröſse der Baſis des Sand-Fundamentes berechnen.

Da indeſs die Tragfähigkeit des Baugrundes nicht immer mit genügender Sicherheit bekannt iſt, ſo empfiehlt es ſich, bei vorkommenden ſtärkeren Belaſtungen unmittelbare Verſuche anzuſtellen, indem man auf dem gegebenen Boden Sandſchichten von verſchiedener Mächtigkeit herſtellt und dieſelben einer Probebelaſtung unterzieht [192]).

Im Allgemeinen ergiebt ſich hieraus, ſobald die Baugrube lothrecht begrenzt iſt, ein parallelepipediſch geſtaltetes Fundament (Fig. 675). Sind die Wandungen der Fundament-Gräben geböſcht, ſo nimmt die Breite der Sandſchicht von unten nach

---

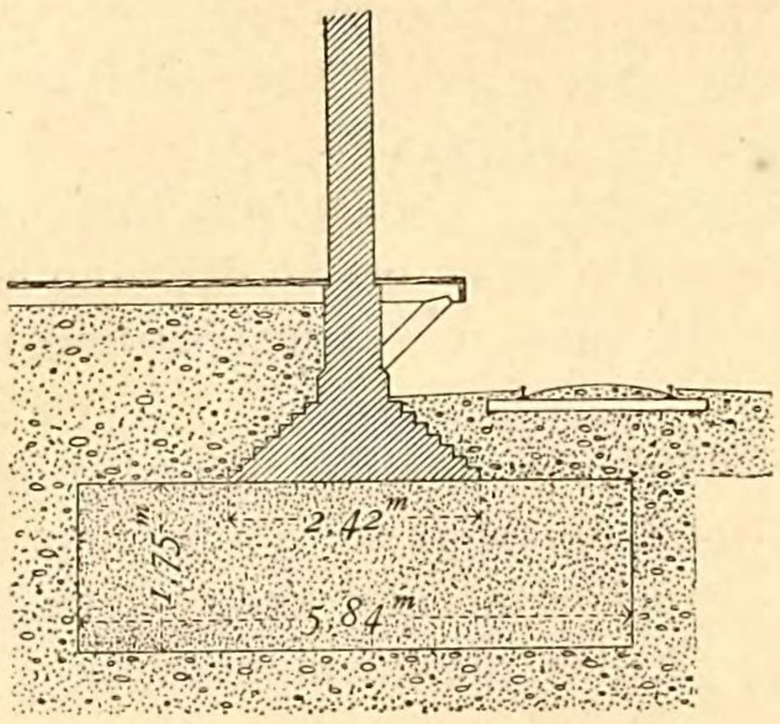
189) Es mag an dieſer Stelle auf die in den Fuſsnoten 151 u. 152 (S. 248) angeführten Verſuche *Hagen*'s verwieſen werden, die ſich zum nicht geringen Theile auf die Ermittelung der Eigenſchaften des Sandes beziehen. Ueberdies hat auch *Beaudemoulin* durch Verſuche feſt geſtellt, daſs trockener Quarzſand, der in einen Beutel von Segeltuch oder in einen Kaſten von dünnem Eiſenblech gefüllt iſt, nach einer leichten Zuſammendrückung eine Maſſe bildet, die einem Drucke von 60 t für 1 qm mit Sicherheit widerſtehen kann. Der Sand verhält ſich der Umhüllung gegenüber ſo, als wäre er ein eingeſchloſſener Körper, und übt auf die Umhüllung nur an jenen Stellen eine Wirkung aus, wo die Laſt mit ihr in Berührung kommt. Der Sand bleibt aber dabei völlig theilbar und flieſst aus einer in der Umhüllung angebrachten Oeffnung frei, aber langſam heraus.

190) Vergl. die *Hagen*'ſchen Verſuche in Fuſsnote 152 (S. 248).

191) *Hagen*'s eben erwähnte Verſuche bezogen ſich auf dieſen Gegenſtand. Ein Gefäſs mit genau ſchlieſsender Bodenklappe wurde ſo lange mit Sand gefüllt, bis ſich der Druck auf die letztere als von der Höhe der Sandſchicht unabhängig erwies. Oeffnete man nun die Klappe, ſo fiel ein Theil des Sandes heraus; der übrige Theil blieb, höhlenartig geformt, im Gefäſse zurück.

192) Solche Verſuche wurden in ſehr genauer Weiſe für die Hochbauten auf dem Bahnhofe zu Emden gemacht, welche ausführlich dargelegt ſind in: Zeitſchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 153. Man hat dort gefunden, daſs Sandſchichten von 2,35 und 2,90 m Höhe keine gröſsere Tragfähigkeit zeigten, als ſolche von 1,15 und 1,75 m Mächtigkeit. — Auch mag auf die Unterſuchungen verwieſen werden, die bei der Fundirung der Caſerne an der Esplanade zu Weſel gemacht wurden und betreff deren das Nähere zu finden iſt in: Zeitſchr. f. Bauw. 1863, S. 629.

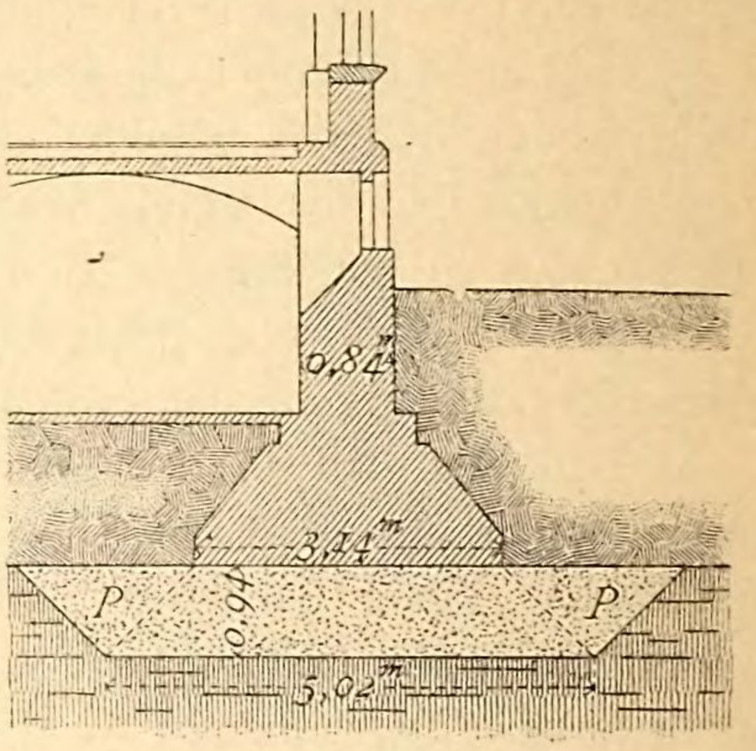
Fig. 675.



Vom Güterſchuppen auf dem Bahnhofe zu Emden [193]).

1/150 n. Gr.

Fig. 676.



Von der Caſerne an der Esplanade zu Weſel [194]).

oben zu; bisweilen wird die letztere Anordnung abſichtlich gewählt, um durch die hinzugefügten Sandprismen P, P (Fig. 676) einen Gegendruck gegen etwaiges ſeitliches Ausweichen des Sandes zu gewinnen. In manchen Fällen hat man die Sandſchicht nicht allein unter den einzelnen Mauern eines Gebäudes, ſondern durchgehends unter dem ganzen Gebäude hergeſtellt.

So z. B. wurde beim Bau des *Kapf*ſchen Hauſes am Sielwall in Bremen Sand aus der Weſer gebaggert und die Baugrube unter dem ganzen Hauſe damit ausgefüllt. Der Sand wurde in 50 cm dicken Schichten aufgebracht, reichlich mit Waſſer begoſſen und dabei mittels eiſerner Stangen die Sandkörner in Bewegung gebracht; jede Schicht wurde ſchliefslich mit einer viermännigen Ramme gedichtet.

416. Material und Ausführung.

Als Material empfiehlt ſich für derlei Fundamente ganz reiner, ſcharfer und grobkörniger Quarzſand; bei dieſem verſchieben ſich die einzelnen Körner in Folge groſser Reibung viel weniger, als bei einem Sand, der aus kleinen, rundlichen Körnern beſteht, oder gar ſolchem, der erdige und lehmige Theile enthält. Bei reinem, ſcharfem und grobkörnigem Sande iſt deſshalb auch die anfängliche Zuſammendrückung geringer, als bei anderem Material.

In Gegenden am Meere oder in der Nähe gröſserer Ströme, wo häufig Baggerungen ausgeführt werden, hat man mit Vortheil das ausgebaggerte Material, ſobald es viel Sand und nicht zu viel Schlamm und muſchelige Theile enthielt, verwendet.

Um das Zuſammendrücken des Sandes und dadurch auch das Setzen des Mauerwerkes möglichſt zu verringern, wird die Sandbettung in einzelnen wagrechten Lagen von 20 bis 30 cm Dicke hergeſtellt; jede Lage wird mit Waſſer begoſſen und mittels Rammen, beſſer mittels Walzen gedichtet. Das Dichten kann unter Umſtänden noch dadurch befördert werden, daſs man die Sandſchüttung einige Zeit nach der Ausführung regelmäſsig mit Waſſer übergieſst. Iſt der Baugrund waſſerhaltig, ſo kann man auch in der Baugrube eine Pumpe aufſtellen und dieſe von Zeit zu Zeit in Thätigkeit ſetzen; das Durchſaugen des Waſſers dient dazu, die Sandkörner dichter zu lagern.

Zeigt der gegebene Baugrund einen ſtarken Wechſel des Grundwaſſers, ſo muſs die Sandſchicht durch eine Spundwand oder eine Umſchlieſsung mit Thonſchlag begrenzt werden. Eine möglichſt dichte Spundwand iſt auch erforderlich,

193) Nach: Zeitſchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 168.
194) Nach: Zeitſchr. f. Bauw. 1863, Bl. U.

wenn die Sandgründung im Waſſer ſelbſt vorzunehmen iſt; man vermeide, wenn irgend thunlich, die unmittelbare Berührung der Sandbettung mit fliefsendem, ſelbſt auch mit ſtehendem, offenen Waſſer.

Man hat die Sandſchüttung bisweilen mit Kalkmilch begoſſen; indeſs iſt dieſes Verfahren nicht gerade zu empfehlen. Iſt die Kalkmilch ſehr dünn und geſchieht der Uebergufs in ſpärlichem Mafse, ſo nutzt dieſes Verfahren nicht viel mehr, als das Begiefsen mit reinem Waſſer; verwendet man dagegen dicke Kalkmilch in reichlichem Mafse, ſo wird die Gründung ſehr theuer und iſt beſſer durch eine Beton-Schicht zu erſetzen.

Der auf die Sandbettung aufzuſetzende Mauerkörper iſt erſt einige Zeit nach Vollendung der erſteren auszuführen; das Mauerwerk iſt nur langſam zu erhöhen und raſch trocknender Mörtel dafür zu verwenden.

417. Anwendung.

Aus dem Geſagten geht hervor, dafs ſich die Sandgründung vor Allem für weichere Bodenarten empfiehlt, die eine energiſche und gleichmäfsige Druckvertheilung erfordern; insbeſondere iſt es Torf-, Moor- und naſſer Lehmboden, wo die Sand-Fundamente gute Dienſte leiſten; allein auch auf Mauerſchutt etc. haben ſie ſich gut bewährt. Sie haben vor den gemauerten, den Beton- und den Schwellroſt-Fundamenten auch noch den Vortheil grofser Billigkeit voraus, weſshalb ſie bisweilen auch bei weniger preſsbarem Baugrund ſtatt gemauerter Fundamente Anwendung finden. Vor den Schwellroſten zeichnen ſie ſich auch noch dadurch aus, dafs ſie in Bezug auf ihre Tiefenlage keinerlei Beſchränkungen unterworfen ſind.

Beſchränkt wird die Anwendung der Sand-Fundamente allerdings dadurch, dafs die Belaſtung, die ſie mit Sicherheit tragen können, keine zu grofse ſein darf. Bei 1,5 bis 2,0 m Mächtigkeit der Sandbettung ſollte das darauf geſtellte Bauwerk keinen gröfseren Druck, als höchſtens 2 bis 3 kg für 1 qcm ausüben.

Literatur

über »Fundamente aus Beton- und Sandſchüttungen«.

Exner. Ueber die Anwendung des Béton-Mörtels zum Fundamentiren unter Waſſer. Crelle's Journ. f. d. Bauk., Bd. 1, S. 236.

Braun. Ueber Anwendung des Traſs-Bétons zur Fundamentirung der Gebäude. Crelle's Journ. f. d. Bauk., Bd. 3, S. 112.

Ueber die Fundamentirung der Gebäude auf Sand. Crelle's Journ. f. d. Bauk., Bd. 15, S. 67, 107.

Des Herrn Brücken- und Wege-Ingenieurs Olivier kurze Nachricht von Fundamentirungen auf Sand. Crelle's Journ. f. d. Bauk., Bd. 12, S. 275.

Witzeck. Die Gründung der Gebäude des Thüringiſchen Bahnhofes bei Leipzig. Zeitſchr. f. Bauw. 1860, S. 213.

Goldmann. Verſchiedene Gründungen in Betreff der Tragfähigkeit. Zeitſchr. f. Bauw. 1863, S. 630.

Bolenius. Der Bahnhof zu Emden. Zeitſchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 154.

Plath. Die Fundirung des neuen Maſchinen- und Keſſelhauſes auf Rothenburgsort. Deutſche Bauz. 1871, S. 165.

Schmidt, H. Ueber den eiſernen Centralbau für die Weltausſtellung in Wien. Zeitſchr. d. öſt. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 139.

Altendorff, H. Fundirung eines Kirchthurmes auf Béton. Deutſche Bauz. 1874, S. 190.

Terrier, Ch. *Des devis et des fondations du nouvel opéra. Gaz. des arch. et du bât.* 1875, S. 141.

Baude. *Sur les fondations du nouvel opéra de Paris. Bulletin de la ſoc. d'encourag.* 1875, S. 498.

Einbringung des Betons. Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 152.

Ueber Fundirungen auf zuſammendrückbarem Boden. Deutſche Bauz. 1880, S. 448, 467, 481.

4. Kapitel.

Schwellroft-Fundamente.

418. Allgemeines. In Fällen, in denen zu befürchten ift, dafs ein Bauwerk in Folge ftark prefsbaren Baugrundes, in Folge ungleichmäfsiger Befchaffenheit des letzteren oder in Folge ungleich vertheilter Laften nachtheilige Veränderungen erfahren könnte, ift vielfach ein hölzerner Boden oder Roft, der auf die Baufohle gelegt wird, als Fundament benutzt worden. Diefe fchon feit langer Zeit übliche Conftruction hat den Zweck, die vorhandenen Ungleichheiten im Baugrund oder in der Laftenvertheilung auszugleichen; fie foll auch innerhalb gewiffer Grenzen die Drücke, die auf fie wirken, über eine gröfsere Fläche vertheilen und unter Umftänden eine Längsverankerung der Fundament-Conftruction anftreben.

Hierdurch entftanden die fog. liegenden Rofte, auch geftreckte, fliegende oder fchwimmende Rofte genannt, die in fehr verfchiedener Weife conftruirt worden find.

a) Einfachere Roft-Conftructionen.

419. Einfacher Bohlenroft. 1) Der liegende Roft geftaltet fich am einfachften, wenn er aus einer einzigen Lage von flach und dicht neben einander gelegten, 7 bis 10 cm ftarken Bohlen befteht, die erforderlichen Falles durch Dübel mit einander verbunden werden. Die Wirkfamkeit eines folchen einfachen Bohlenroftes ift nur gering, wefshalb er auch nur für untergeordnete, den Baugrund wenig belaftende Bauwerke in Anwendung gebracht werden kann.

420. Doppelter Bohlenroft. 2) Die Roft-Conftruction kommt dem damit beabfichtigten Zwecke näher, wenn man fie aus zwei derartigen über einander gelegten Bohlenfchichten zufammenfetzt. Die beiden Lagen durchkreuzen fich unter einem rechten Winkel; meift liegt die eine parallel zur Längenrichtung der Mauer (Fig. 677) und bringt nicht nur eine

Fig. 677.

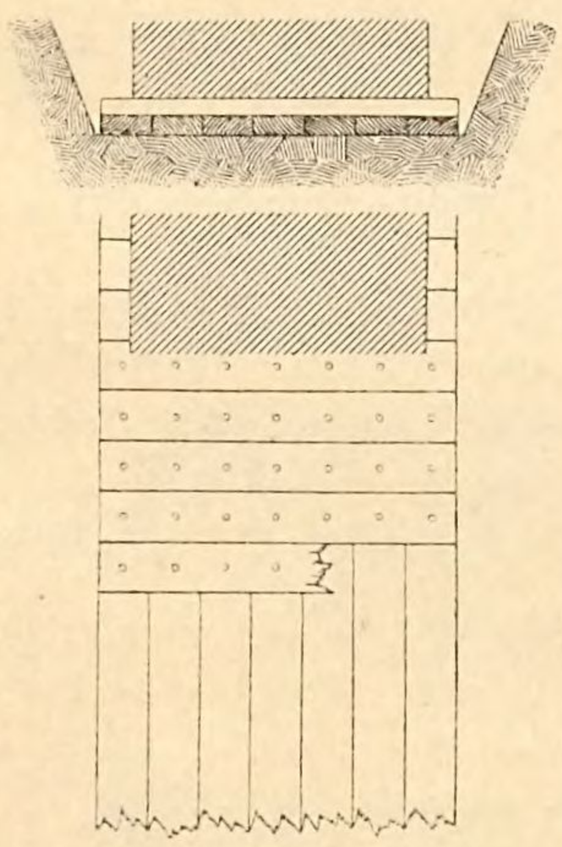


Fig. 678.

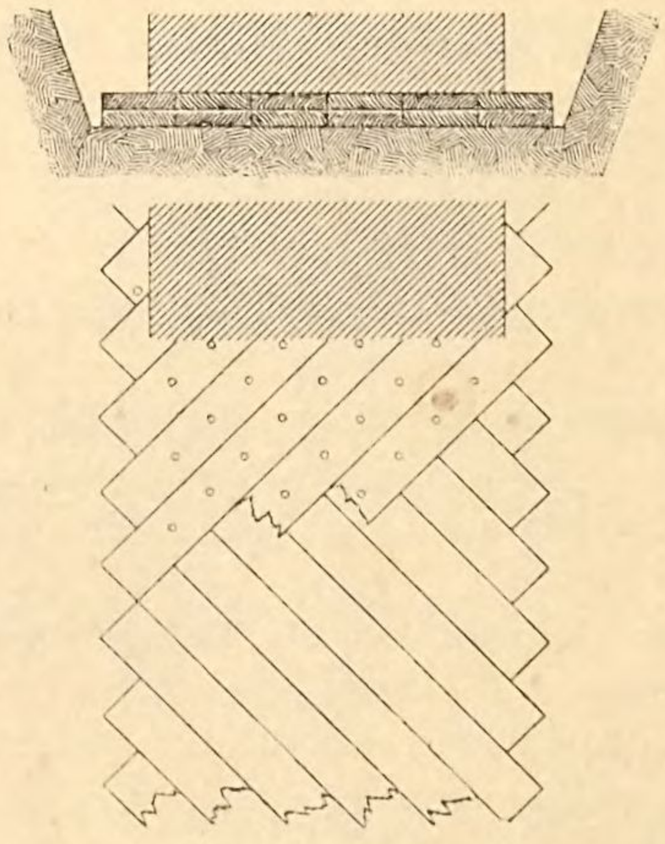
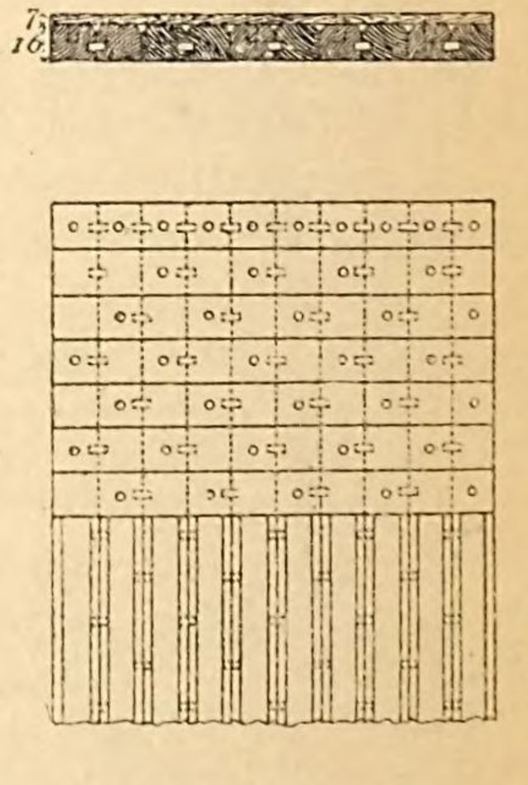


Fig. 679.



Doppelte Bohlenrofte. Roft aus Halbhölzern.

1/100 n. Gr.

Druckvertheilung in diefem Sinne hervor, fondern erzeugt auch eine Längsverankerung des auf dem Rofte ftehenden Mauerwerkes. In England werden die beiden Bohlen-

lagen wohl auch unter 45 Grad zur Mauervorderfläche gelegt (Fig. 678), wodurch zwar unter Umſtänden eine beſſere Druckvertheilung erzielt werden kann, die Längsverankerung des Mauerwerkes jedoch nicht erreicht wird.

Der doppelte Bohlenroſt iſt zwar wirkſamer, als der einfache; indeſs kann erſterer gleichfalls nur geringen Belaſtungen — 1,0, höchſtens 1,5 kg für 1 qcm — ausgeſetzt werden und nur bei gleichartigem Boden Verwendung finden.

421. Roſt aus Halbhölzern.

3) Die unter 1 und 2 vorgeführten Roſt-Conſtructionen werden tragfähiger, wenn man die eine oder die beiden Bohlenlagen durch ſtärkere Hölzer, ſog. Halbhölzer, von 12 bis 15 cm Dicke, erſetzt; man kann alsdann mit der Belaſtung ſelbſt bis zu 2 kg für 1 qcm gehen. Bei der in Fig. 679 dargeſtellten, in Oeſterreich vorkommenden Anordnung ſind die unteren, 16 cm ſtarken Hölzer durch Dübel mit einander verbunden.

422. Amerikaniſcher Roſt.

4) Die Tragfähigkeit des liegenden Roſtes läſſt ſich weiters erhöhen, wenn man noch ſtärkere Balken in Anwendung bringt, bezw. wenn man mehr als zwei Lagen über einander anordnet; letzteres kommt namentlich im holzreichen Nordamerika vor. Durch die groſse Holzmaſſe, welche ſolche Fundamente erfordern, werden ſie bei uns ſehr theuer und kommen deſshalb nur ſehr ſelten oder gar nicht in Anwendung.

b) Schwellroſte.

423. Schwellroſt.

Schwellroſte, die wohl auch kurzweg liegende Roſte genannt werden, beſtehen aus Lang- und Querſchwellen, die in entſprechendem Abſtande von einander in zwei ſich kreuzenden Lagen angeordnet und mit einem Bohlenbelag überdeckt ſind. Die Langſchwellen haben den Druck in der Längsrichtung, die Querſchwellen in dem dazu winkelrechten Sinne zu vertheilen. Die viereckigen Felder oder Fache, welche durch die beiden Schwellenlagen entſtehen, werden bis zur Höhe des Bohlenbelages ausgefüllt; auf den letzteren wird das Mauerwerk aufgeſetzt (Fig. 680 u. 681).

Obwohl man in der Regel (beſonders in Deutſchland) die Langſchwellen über die Querſchwellen legt und dieſe Anordnung auch meiſtens empfohlen wird, ſo iſt es doch in den häufigſten, d. i. in jenen Fällen des Hochbauweſens, wo im Weſentlichen nur lothrechte Drücke auf den Baugrund zu übertragen ſind, gleichgiltig, welche der beiden Schwellenlagen nach unten gelegt wird. Nur wenn eine Mauer ſtarken Seitenſchüben zu widerſtehen hat, ſo wird einer Verſchiebung längs des Baugrundes beſſer entgegengewirkt, wenn die Langſchwellen nach unten zu liegen kommen.

Der Bohlenbelag wird ſtets auf die Langſchwellen gelegt; bilden dieſe die obere Schwellenlage, ſo ergeben die Bohlen einen ununterbrochenen Holzboden (Fig. 680). Wurden die Querſchwellen nach oben gelegt, ſo ragt ein Theil derſelben über dem Bohlenbelag hervor und greift in das Mauerwerk ein (franzöſiſche Conſtruction, Fig. 681).

Der Schwellroſt überragt die Begrenzungen des darauf zu ſetzenden Mauerwerkes um 20 bis 40 cm; doch ordnet man die Aufsenflächen des letzteren in der Regel bündig mit der äuſserſten Langſchwelle an.

Der in Art. 366 (S. 257) aufgeſtellten Conſtructions-Bedingung entſprechend, muſs die Oberkante des Schwellroſtes mindeſtens 30, beſſer 50 cm unter dem niedrigſten Waſſerſtande angeordnet werden.

Von vielen Seiten wird empfohlen, bei Fundamenten aus Sand, Beton und Schwellroſt an den Gebäudeecken eine gröſsere Verbreiterung eintreten zu laſſen, als in den übrigen Theilen der betreffenden Mauern. In dieſer allgemeinen Form iſt eine ſolche Regel unrichtig; ſie trifft nur zu, wenn die Belaſtung

Fig. 680.

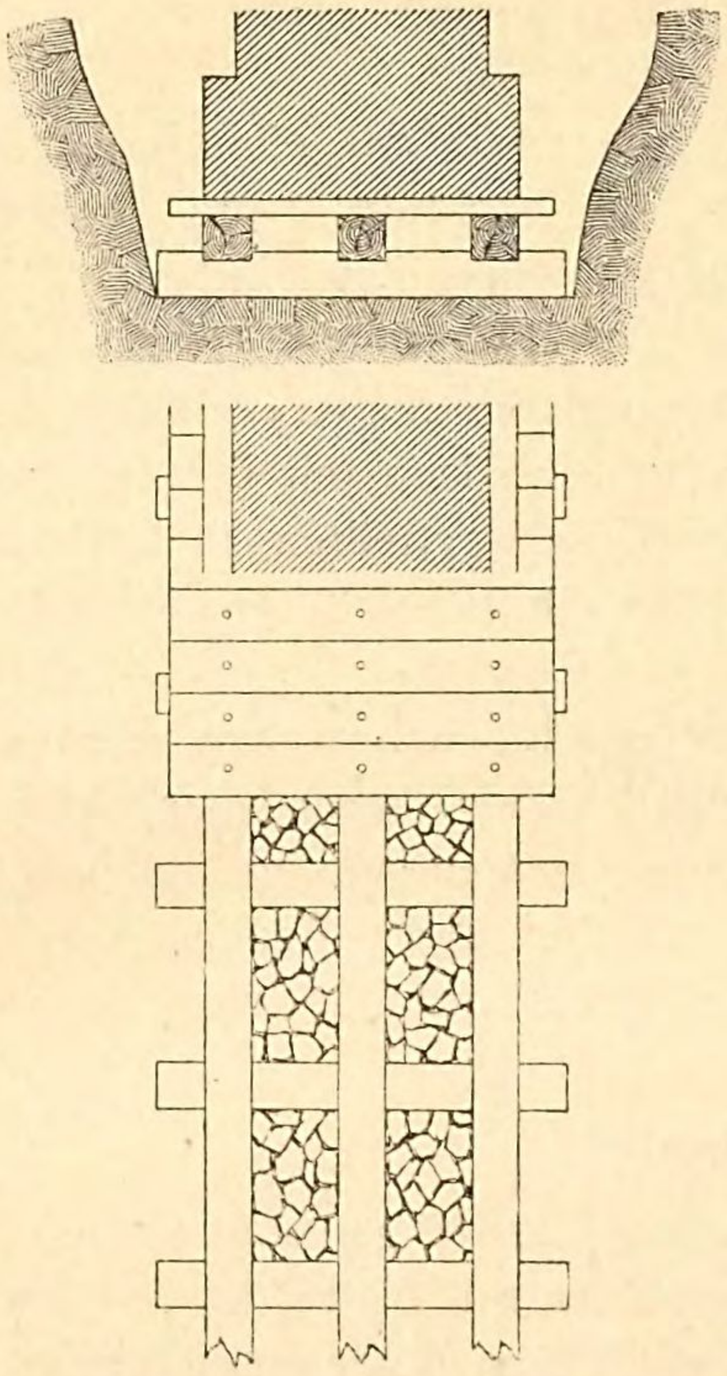
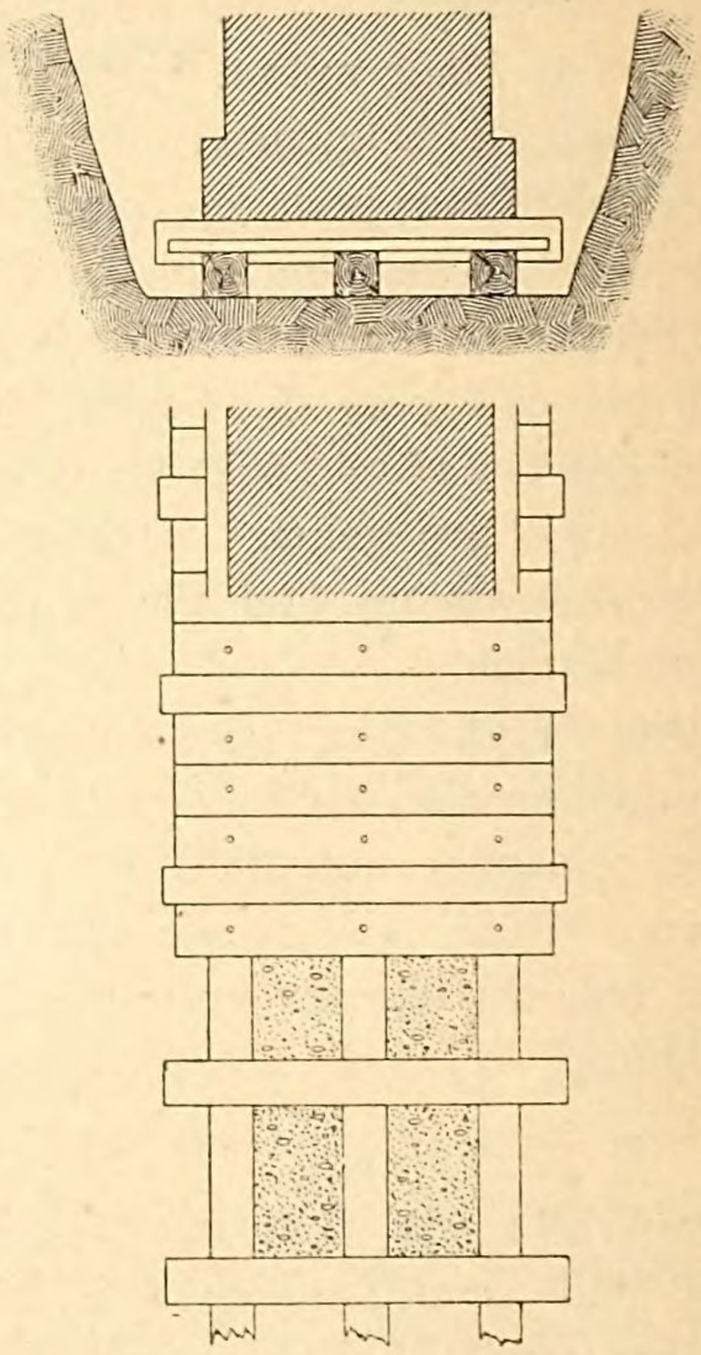


Fig. 681.



Schwellroſte. — 1/100 n. Gr.

an der Ecke wirklich gröſser oder wenn der Baugrund dort nachgiebiger iſt; alsdann hat die Verbreiterung des Fundamentes nach Maſsgabe der Druckverhältniſſe ſtattzufinden. Wenn jedoch die Baugrundbelaſtung an der Gebäudeecke die gleiche oder noch kleiner iſt (beide Fälle kommen vor), wie jene in den übrigen Theilen der Mauern, ſo bringt eine Vermehrung der Fundament-Breite ungleichmäſsige Setzungen und Riſſe hervor[195]).

424 Schwellen.

Betreff der Conſtructions-Einzelheiten iſt das Folgende hervorzuheben.

1) Für die Lang- und Querſchwellen iſt Eichenholz oder harzreiches Nadelholz zu empfehlen; erſteres hat unter Waſſer eine ſehr lange Dauer. Nadelhölzer eignen ſich wegen ihres regelmäſsigen Wuchſes beſſer, ſind aber nicht ſo dauerhaft; Kiefernholz iſt am meiſten zu empfehlen.

Liegen die Querſchwellen (auch Zangen genannt) über den Langſchwellen, ſo werden ſie auf letztere aufgekämmt; bei umgekehrter Anordnung werden die Langſchwellen etwa 5 bis 7 cm tief in die Querſchwellen eingelaſſen. Bei längeren Mauern können die Langſchwellen nicht mehr aus einem Stücke beſtehen; der Stoſs wird entweder ſtumpf angeordnet und eine Verbindung mittels eiſerner Schienen, Krammen und Nägel (Fig. 682), mittels eiſerner Verlaſchung (Fig. 684) vorgenommen, oder es wird die Vereinigung

Fig. 682.

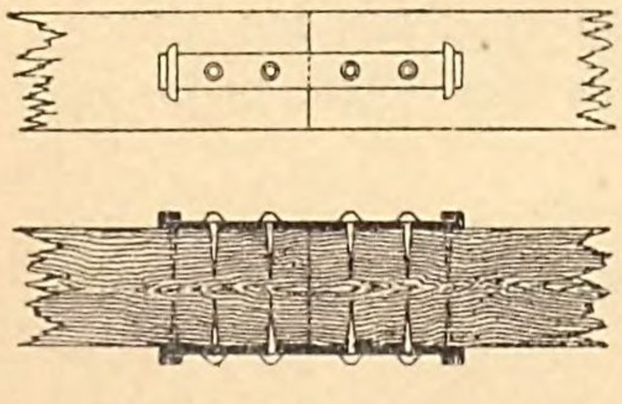


Fig. 683.

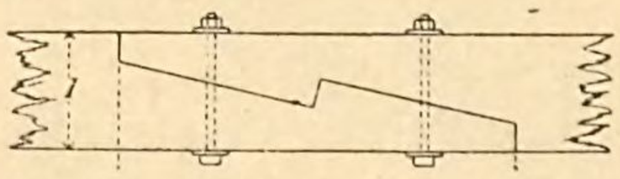
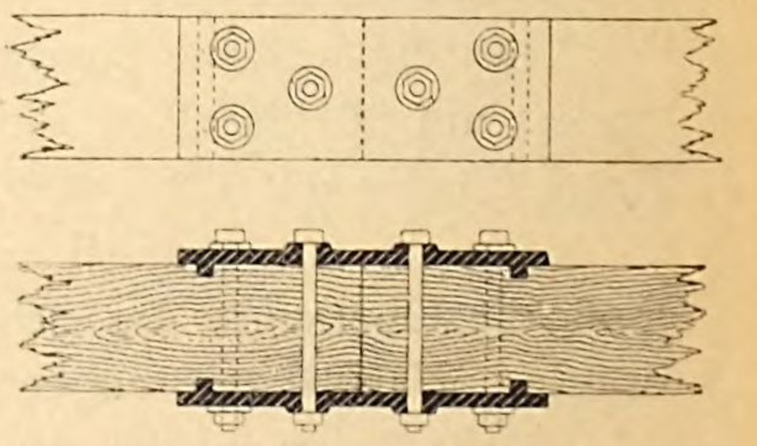


Fig. 684.



195) Vergl.: Schmölcke, J. Ueber Fundirungen auf zuſammendrückbarem Boden. Deutſche Bauz. 1880 — ferner: Malcomes. Ueber Fundirungen auf zuſammendrückbarem Boden. Deutſche Bauz. 1880, S. 467.

mittels ſchrägen Hakenblattes (Fig. 683) angewendet. Eine Längsverbindung in der einen oder anderen Weiſe ſollte niemals unterlaſſen werden, weil ſonſt der Vortheil der Längsverankerung verloren geht. Die Stöſse der Langſchwellen ſind gegen einander zu verſetzen, ſo daſs auf eine Querſchwelle immer nur ein Stoſs zu liegen kommt.

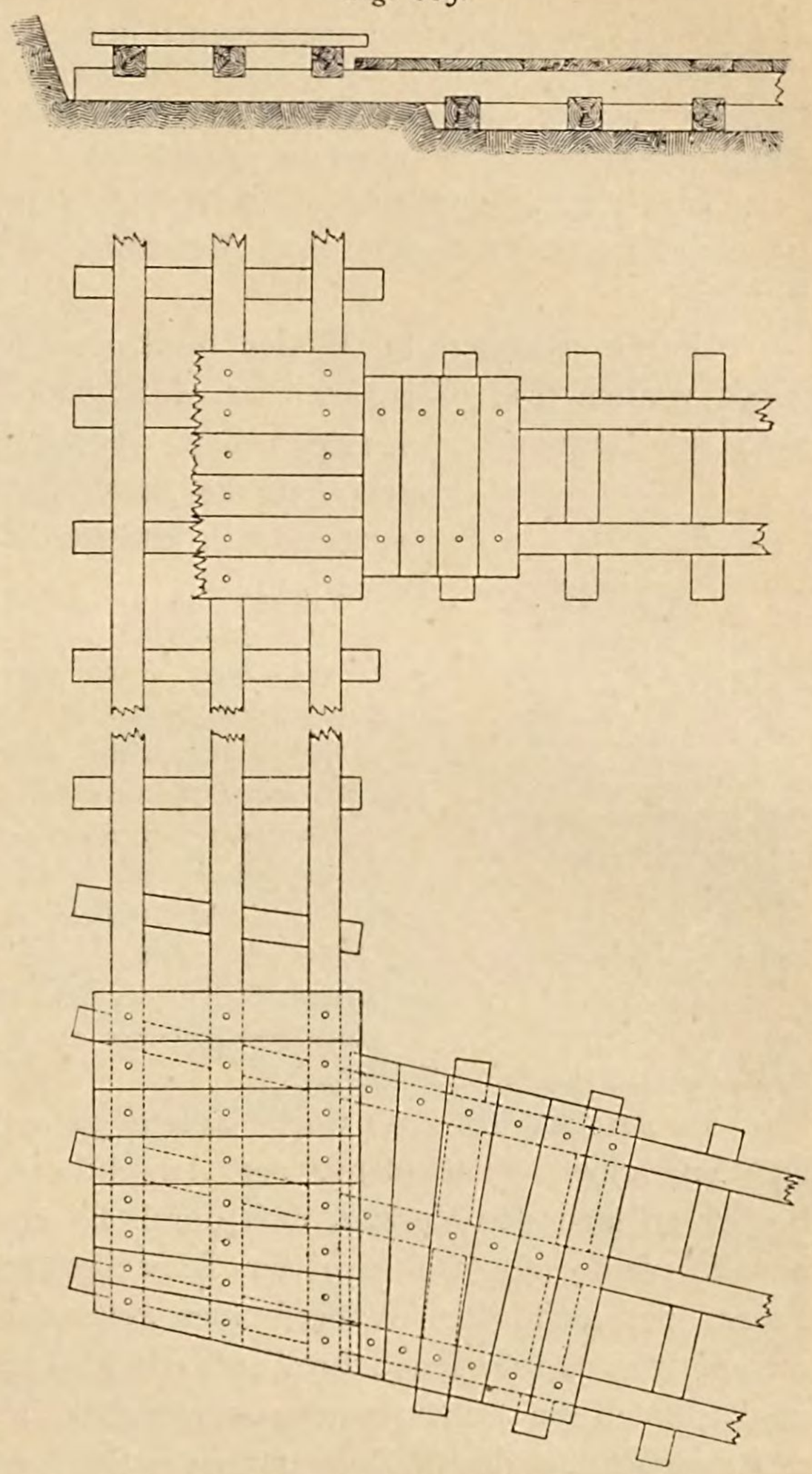
Bei manchen engliſchen Schwellroſten ſind Lang- und Querſchwellen voll überſchnitten, ſo daſs die Oberkanten beider in gleicher Höhe gelegen ſind; auch wird vor dem Aufbringen des Roſtes auf die geebnete Bauſohle eine Schicht aus flachen, lagerhaften Steinen verlegt.

Die Entfernung der Langſchwellen (von Mitte zu Mitte) ſoll ſo groſs gewählt werden, daſs die darauf liegenden Bohlen das Mauerwerk mit Sicherheit tragen können; dieſelbe beträgt $0{,}_{60}$ bis $1{,}_{25}$ m, in der Regel jedoch zwiſchen $0{,}_{75}$ und $1{,}_{00}$ m. Die Querſchwellen ſtehen etwas weiter von einander ab, $1{,}_{00}$ bis $1{,}_{80}$ m, meiſt zwiſchen $1{,}_{25}$ und $1{,}_{50}$ m.

Lang- und Querſchwellen erhalten in der Regel einen quadratiſchen Querſchnitt; die Querſchnittsabmeſſung der erſteren ſchwankt zwiſchen 25 und 33 cm; die letzteren erhalten etwa das $0{,}_{9}$-fache davon, alſo 22 bis 30 cm Stärke. Bei geringerer Belaſtung werden die Schwellen wohl auch durch ſtärkere Bohlen oder Halbhölzer (15 bis 18 cm dick) erſetzt.

An Mauerecken, Mauerdurchkreuzungen etc. wechſeln Lang- und Querſchwellen in den zuſammenſtoſsenden Schenkeln ihre Rolle, und es erhält dadurch der Bohlenbelag eine verſchiedene Höhenlage (Fig. 685). Wollte man erzielen, daſs dieſer in einer Ebene gelegen iſt, ſo müſſte an der Ecke, an der Kreuzung etc. eine vollſtändige Ueberſchneidung der ſich kreuzenden Schwellen ſtattfinden, was eine Schwächung derſelben mit ſich bringen würde; letztere iſt namentlich an Gebäudeecken zu vermeiden.

Fig. 685.



Schwellroſt-Ecken- und -Durchkreuzungen.
$1/_{100}$ n. Gr.

Wenn die auf Schwellroſt zu fundirende Ecke ſchräg iſt, ſo werden in der unmittelbaren Nähe derſelben die Querſchwellen nicht winkelrecht zu den Langſchwellen, ſondern ſchräg gelegt; man läſſt ſie allmählich aus der ſchrägen (zur anderen Mauer parallelen) Richtung in die normale Lage übergehen (Fig. 685).

425. Bettung.

2) Die Ausfüllung der Roſtfelder, wohl auch Bettung genannt, beſteht aus Kies, aus feſt geſtampftem Bauſchutt, aus Lehm und Thon, aus Lehm mit Sand vermiſcht, aus Bruchſteinmauerwerk, aus Sand, aus Beton etc. Wenn Lehm verwendet wird, ſo ſchlage man denſelben feſt ein; Sand dichte man durch reichliches Uebergieſsen mit Waſſer; eine Betonirung iſt meiſt zu theuer, und es iſt beſſer, ſtatt eines Schwellroſtes mit ausbetonirten Fachen ein nur aus Beton beſtehendes Fundament anzuwenden.

Die Bettung ſoll ſtets in der Höhe der Langſchwellen-Oberkante ſorgfältig abgeglichen werden, damit ſie den Bohlenbelag mitträgt; ſonſt iſt ihr conſtructiver Werth ein geringer. Bisweilen hat man ſie auch ganz weggelaſſen.

426. Bohlenbelag.

3) Der Bohlenbelag wird in der Regel $1/_3$ ſo ſtark wie die Querſchwellen, mithin 7 bis 10 cm gemacht. Seine Dicke iſt von der Gröſse der Belaſtung und vom Abſtand der Langſchwellen abhängig; bei gegebener Bohlendicke muſs die Entfernung der Langſchwellen danach berechnet werden.

Die Bohlen müſſen ſtärker (12 bis 15 cm) gewählt werden, wenn die eine Schwellenlage weggelaſſen wird und der Bohlenbelag deren Aufgabe mit zu erfüllen hat.

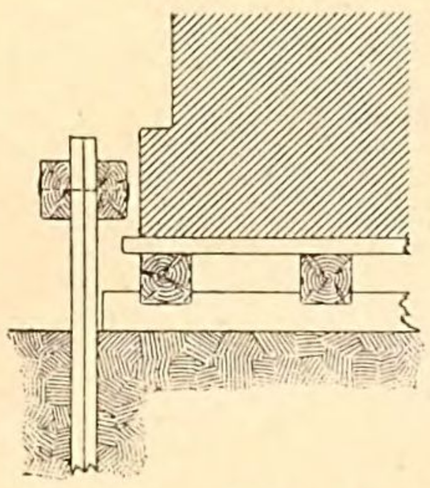
Die Bohlen werden auf den Langſchwellen mittels hölzerner Nägel oder auch gar nicht befeſtigt. Es iſt gut, wenn die Bohlen möglichſt breit ſind; ſie ſind meiſt rechteckig geſtaltet; nur in der Nähe ſchräger Ecken nehmen ſie Trapezform an (Fig. 685).

427. Ausführung.

Ein derartig conſtruirter Schwellroſt kann bei nicht zu preſsbarem und nicht zu ungleichartigem Boden einer Belaſtung von 2,5 bis 3,0 kg für 1 qcm ausgeſetzt werden.

Bei Gründungen im Waſſer muſs der Schwellroſt mit einer Spundwand umgeben werden (Fig. 686), die das Ausſpülen des Bodenmaterials, unter Umſtänden auch der Bettung, zu verhüten hat. Auch bei ſonſtigen Schwellroſt-Fundirungen kann ſich die Anbringung einer Spundwand empfehlen, wenn man dadurch das ſeitliche Ausweichen des Baugrundes verhüten will.

Fig. 686.



Schwellroſt mit Spundwand.
1/100 n. Gr.

Die Spundwand darf niemals unter den Schwellroſt gelegt, muſs vielmehr unabhängig davon angeordnet werden; in erſterem Falle würde ein ungleichmäſsiges Setzen des Roſtes hervorgerufen werden. Kann die Spundwand ſeitlich ausweichen, ſo ſchütze man ſie dagegen durch Verankerung mit dem auf dem Roſte ruhenden Mauerwerk.

Bei jeder Schwellroſt-Gründung iſt auch zu beachten, daſs das darauf zu ſetzende Mauerwerk an allen Stellen in möglichſt gleicher Höhe ausgeführt werde, damit die Belaſtung deſſelben eine thunlichſt gleichmäſsige ſei. Wird das Mauerwerk nur an einigen Stellen bis zu einer gewiſſen Höhe aufgeführt, an anderen Stellen der Schwellroſt aber gar nicht belaſtet, ſo tritt ein ungleichmäſsiges Einſinken des Roſtes, eine ſchädliche Durchbiegung, unter Umſtänden ein Schiefſtellen deſſelben ein.

428. Anwendung.

In Art. 405 (S. 285) wurde bereits geſagt, wann im Allgemeinen Sand-, Beton- und Schwellroſt-Fundamente zur Anwendung kommen. Letztere haben vor den beiden erſteren den Vorzug, daſs durch ſie eine Längsverankerung des Mauerwerkes bewirkt wird; indeſs iſt man bei Schwellroſten betreff der Fundirungs-Tiefe an das Niveau des niedrigſten Waſſerſtandes gebunden. Ein theilweiſes Einſinken des Bauwerkes wird durch den Schwellroſt ſelbſtredend nicht vermieden; allein auch dem ungleichmäſsigen Setzen wird nur innerhalb gewiſſer Grenzen, die durch die Elaſticitätsverhältniſſe des Holzes gegeben ſind, vorgebeugt. Der Schwellroſt ſteht in letzterer Beziehung dem Beton und auch der Sandſchüttung nach; letztere verhütet die ungleichmäſsige Senkung in vollkommenerer Weiſe.

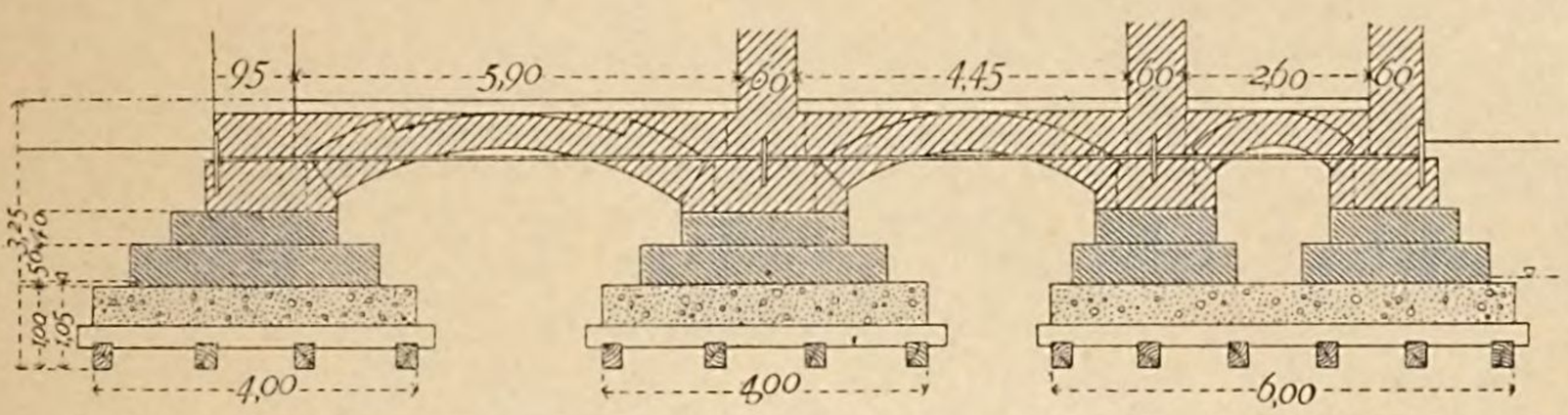
Erwägt man die erwähnten Miſsſtände und nimmt man noch hinzu, daſs in Folge der ſtets ſteigenden Holzpreiſe auch die Koſten der Schwellroſte nicht geringe ſind, ſo erweiſen ſich derartige Fundament-Conſtructionen nur in wenigen Fällen als vortheilhaft. Man wird meiſtens den Schwellroſt bei geringen Belaſtungen durch Sandſchüttung, bei ſtärkerem Drucke durch Beton mit Erfolg erſetzen. Es entſpricht auch dem heutigen Stande der Technik nur wenig, wenn man zwiſchen den Baugrund und das Mauerwerk ohne zwingende Gründe eine Holz-Conſtruction legt.

Beiſpiele von Schwellroſt-Gründungen aus älterer Zeit liegen ziemlich zahlreich vor[196]). Aus neuerer Zeit iſt wohl nur die Fundirung des von *v. Ferſtel* herrührenden Verwaltungsgebäudes des öſterreichiſch-ungariſchen Lloyd in Trieſt, eines viergeſchoſſigen Baues mit nahezu quadratiſcher Grundfläche von 63 m Seitenlänge, erwähnenswerth (Fig. 687). Die Bodenverhältniſſe waren die denkbar ungünſtigſten, da der der See zugekehrte Theil, an dem ſich die Hauptfront befindet, noch vor 30 Jahren, der rückſeitige Theil noch vor etwa 100 Jahren dem Meere angehörte und der Grund bis auf die Tiefe von 29 m aus aufgeweichtem

196) Siehe u. A. die von *Stapel* ausgeführte Gründung des Packhofes in Halle a. d. S.: Romberg's Zeitſchr. f. pract. Bauk. 1858, S. 34.

Schlammboden beſteht. Alle in der Nähe befindlichen Gebäude zeigen denn auch, namentlich durch die Verbiegungen der horizontalen Bauglieder, den Einfluſs dieſes ſchlechten Baugrundes, der beſonders auffallend am Trieſter Stadthauſe zu Tage tritt. Um derartigen Uebelſtänden zu begegnen, hat das Fundament unter der Fuſsbodengleiche eine Tiefe von 3,25 m und ſetzt ſich aus 4 Schichten zuſammen. Die unterſte, ungefähr 1 m hohe Schicht beſteht aus einem ſtarken, liegenden Roſte aus Lärchenholz, der mit Beton

Fig. 687.



Vom Adminiſtrations-Gebäude des öſterreichiſch-ungariſchen Lloyd in Trieſt [197]).

1/175 n. Gr.

übermauert iſt. Hierauf kommen, ſtets mit etwas abnehmender Breite, zwei Schichten aus Maſſegno-Blöcken, einem vortrefflichen, beſonders zu Fundirungen geeigneten Materiale, das in der Nähe von Trieſt, und zwar in Platten bis zu 2 m Länge und 50 cm Dicke gebrochen wird. Auf die obere, etwa 40 cm ſtarke Lage iſt das Bruchſteinmauerwerk aufgeſetzt. Es wurden bloſs die wichtigſten Mauern in dieſer Art fundirt, während die Scheidemauern auf Gurte geſetzt ſind, welche die Hauptfundamente mit einander verbinden. Ferner wurde, um ein möglichſt gleichmäſsiges Setzen zu erzielen, die Fundirungsfläche der in den einzelnen Abſchnitten der Baufläche verſchiedenen Bodendichtigkeit entſprechend bemeſſen. Der Erfolg dieſer Anordnungen war im Weſentlichen ein günſtiger, da das im Ganzen etwa 15 cm betragende Setzen ziemlich gleichmäſsig erfolgt iſt und der gröſste Unterſchied in demſelben anfänglich nur 6 cm, nach dem Einfügen der Steinverkleidung etwas mehr betragen hat. Die gröſsere Senkung fand an der Seeſeite ſtatt, trotzdem dort breitere Fundamente vorhanden ſind [197]).

---

197) Näheres in: Allg. Bauz. 1883, S. 38 — ferner: Wochſchr. d. öſt. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 5 — endlich: Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47.

3. Abſchnitt.

Verſenkte Fundamente.

429. Vorbemerkungen.

Liegt die tragfähige Bodenſchicht in ſo bedeutender Tiefe, daſs ſie mit den im vorhergehenden Abſchnitt bezeichneten Mitteln nicht erreicht werden kann, oder iſt der vorhandene Baugrund ſo locker und nachgiebig, daſs man mit Hilfe von Sand-, Beton- oder Schwellroſt-Fundamenten ein Bauwerk mit Sicherheit darauf nicht errichten kann, ſo wendet man verſenkte Fundamente an.

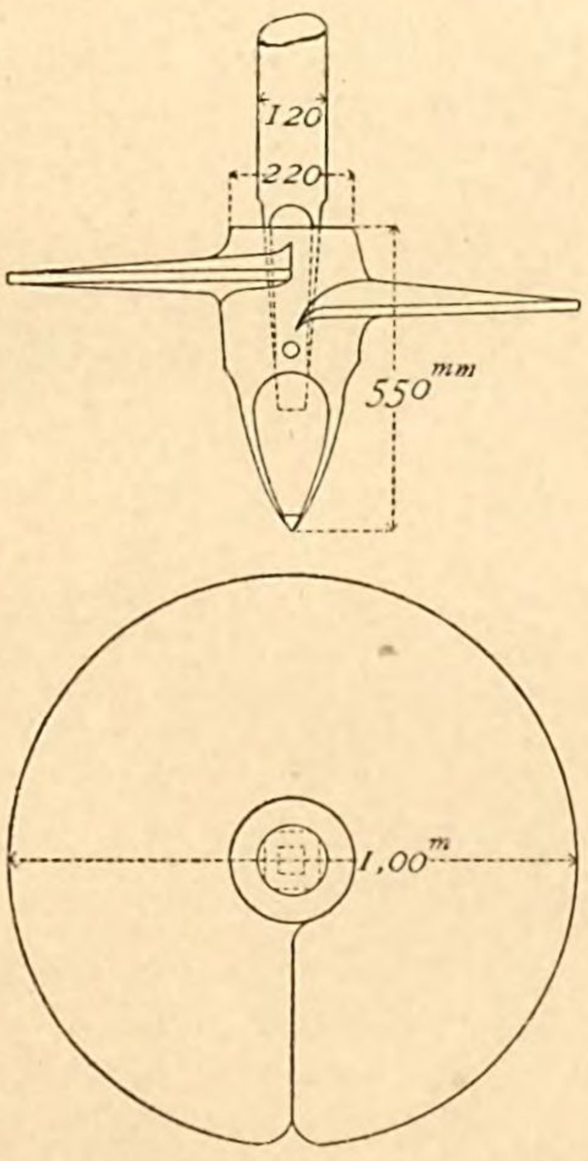
Wie ſchon in Art. 373 (S. 260) geſagt wurde, unterſcheiden ſich die verſenkten Fundamente von den aufgebauten weſentlich dadurch, daſs ſie nicht von unten nach oben, ſondern von oben nach unten hergeſtellt werden. Es wird bei dieſer Gründungsmethode die lockere, nicht tragfähige Bodenſchicht gar nicht oder nur zum geringen Theile abgegraben und die Fundirung durch dieſe Schicht hindurch vorgenommen. Hierbei werden entweder:

1) die Haupt-Conſtructionstheile des Fundamentes (die Pfähle) durch die lockere Schicht eingetrieben, bezw. eingedreht, oder

2) es wird unter dem fertigen Fundamentkörper das lockere Bodenmaterial weggenommen und dieſer dadurch allmählich in den Boden eingeſenkt.

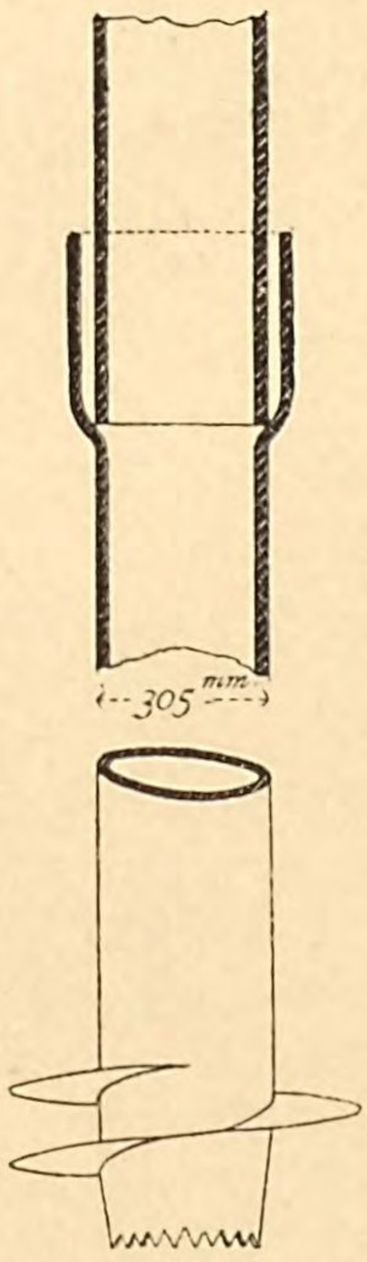
Im erſteren Falle handelt es ſich um Pfahlgründungen, im letzteren um Fundirungen auf Senkbrunnen und auf Senkröhren. In Betreff der Pfahlgründungen kommen hauptſächlich die ſog. Pfahlroſte in Betracht, bei denen hölzerne Rundpfähle die Fundamentſtützen des Bauwerkes bilden.

Fig. 688.



Schraubenpfahl von einem Krahnſchuppen in Bremen (Syſtem *Neukirch*).

Fig. 689.



vom *Promenade-Pier* zu Skegneſs.

1/25 n. Gr.

Indeſs werden bei manchen Bauten am und im offenen Waſſer, wie z. B. bei Badehäuſern, Schwimm-Anſtalten, *Promenade-Piers*, Leuchtthürmen, Landungsbrücken etc. auch eiſerne Pfähle angewendet, welche in der Regel in den Boden eingeſchraubt, ſeltener eingetrieben werden. 430. Gründung auf eiſernen Pfählen.

Im vorliegenden Falle ſind es meiſt geſchmiedete Eiſenſtangen von 10 bis 15 cm (ſelten mehr) Durchmeſſer, welche unten mit einer ſog. Pfahlſchraube (Fig. 688) verſehen ſind; die letztere iſt aus Guſseiſen hergeſtellt, hat etwa 1 m Durchmeſſer und dient nicht nur zum Eindrehen der Pfähle in den Boden, ſondern giebt denſelben auch eine gröſsere Baſis, wodurch ſie der Belaſtung beſſer widerſtehen. Die Tragfähigkeit derartiger Schraubenpfähle kann zu 45 kg für 1 qcm Pfahlkopffläche oder zu 12 kg zu 1 qcm Stützfläche angenommen werden. Noch ſeltener kommen bei den im Gebiete der Architektur in Betracht zu ziehenden Bauwerken guſseiſerne Röhrenpfähle (Fig. 689) zur Verwendung.

Von den Gründungen auf eiſernen Pfählen [198]) wird, in Rückſicht auf die geringe Anwendung derſelben im Hochbauweſen, im Folgenden weiter nicht die Rede ſein.

1. Kapitel.

Pfahlroſt-Fundamente.

Den weſentlichſten Conſtructionstheil eines Pfahlroſt-Fundamentes bilden die hölzernen Pfähle, welche ähnlich wie Säulen oder andere Freiſtützen den betreffenden Baukörper zu tragen haben. Dieſe Pfähle ragen entweder gar nicht, bezw. nur mit einem ſehr geringen Theile ihrer Länge aus dem Boden hervor, ſind alſo Grundpfähle, und der Pfahlroſt wird tief liegend genannt; oder es tritt ein bedeutender Theil der Pfahllänge über dem Boden hervor, es ſind demnach Langpfähle vorhanden, und man hat es mit einem hoch liegenden Pfahlroſt oder einem Stelzen-Fundament zu thun. (Siehe auch Art. 149, S. 107.) 431. Allgemeines.

Im Hochbauweſen kommen faſt nur tief liegende Pfahlroſte vor, und es werden im Folgenden auch nur dieſe eine eingehende Beſprechung erfahren.

Die tief liegenden Pfahlroſte werden in der Regel innerhalb einer waſſerfreien Baugrube hergeſtellt, während die hoch liegenden für Gründungen im offenen Waſſer Anwendung finden, wobei die Herſtellung und Trockenlegung der Baugrube meiſtens entfällt.

Auf die Pfähle, welche in gleicher Höhe abgeſchnitten werden, hat man bisweilen unmittelbar das Mauerwerk geſetzt; indeſs iſt dies nur zuläſſig, wenn die Pfähle ſehr nahe an einander ſtehen, wenn für die unterſten Mauerſchichten groſse Steine oder Platten zur Verwendung kommen und wenn die Belaſtung eine geringe iſt. Liegen andere Bedingungen vor, ſo treten im Mauerkörper ungleichmäſsige Senkungen ein, welche ſchädliche Trennungen darin hervorrufen. In den allermeiſten Fällen iſt deſshalb noch eine Zwiſchen-Conſtruction oder Roſtdecke erforderlich, die entweder durch einen liegenden Roſt oder durch einen Betonkörper gebildet wird. Die erſtere Anordnung iſt die im Hochbauweſen gewöhnlich vorkommende; Beton-Pfahlroſte haben im Hochbauweſen bisher nur eine beſchränkte Anwendung gefunden.

198) Aus der Literatur über eiſerne Schraubenpfähle ſeien hervorgehoben:
Heinzerling, F. Die Brücken in Eiſen. Leipzig 1870. S. 393.
Morandière, R. *Traité de la conſtruction des ponts et viaducs. 1er faſc.* Paris 1874. S. 141.
Klasen, L. Handbuch der Fundirungs-Methoden. Leipzig 1879. S. 120.
Handbuch der Ingenieurwiſſenſchaften. 1. Band. Herausgegeben von E. Heusinger v. Waldegg. 2. Aufl. Leipzig 1884. S. 330.

a) Roſtpfähle.

432. Wirkſamkeit der Pfähle.

Für die Roſtpfähle iſt vor Allem das in Abth. I, Abſchn. 2, Kap. 2, b (Art. 149 bis 153, S. 107 bis 109) über Pfähle Geſagte maſsgebend; an dieſer Stelle mögen noch die folgenden Betrachtungen Platz finden.

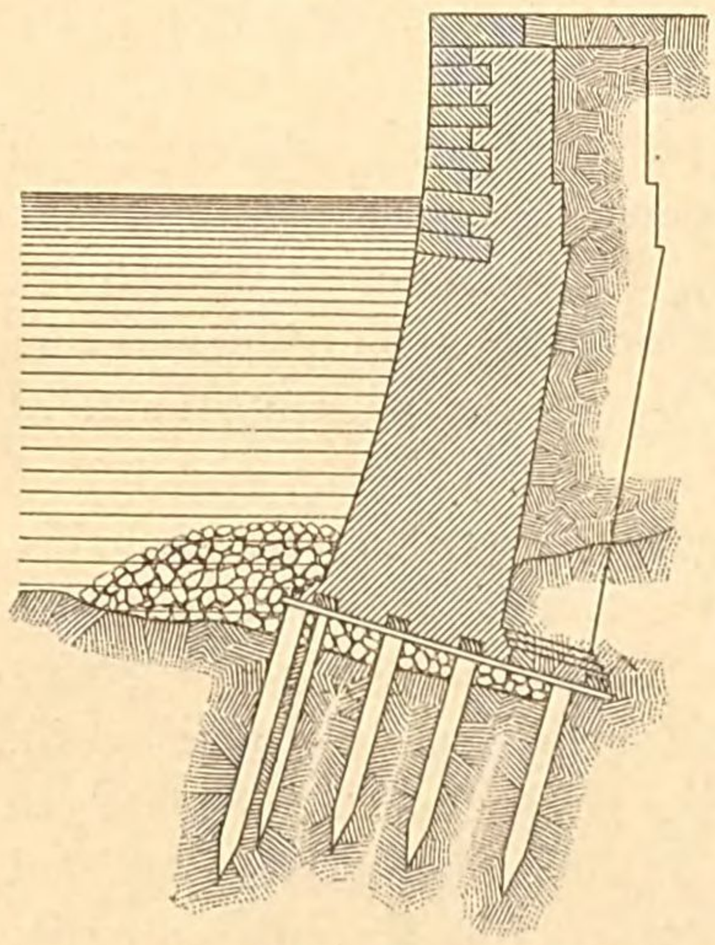
1) Die Pfähle können den betreffenden Baukörper in zweifacher Weiſe tragen. Entweder ſtehen ſie mit ihrer Spitze auf, bezw. zum Theile in der feſten, tragfähigen Bodenſchicht, übertragen ſonach den aufgenommenen Druck unmittelbar auf die letztere. Oder ſie erhalten in der lockeren Bodenſchicht die erforderliche Standfeſtigkeit im Weſentlichen nur durch die Reibung zwiſchen der Pfahloberfläche und dem ſie umgebenden Bodenmaterial [199]).

Dem in Art. 362 (S. 249) aufgeſtellten Grundſatze entſprechend, wird die erſtgedachte Anordnung der letztangeführten ſtets vorzuziehen ſein; die erſtere iſt dann mit der im vorhergehenden Abſchnitt (Kap. 2, b, 1) vorgeführten Pfeilergründung ſehr nahe verwandt, wird auch bisweilen mit derſelben vereinigt. Bei gröſserer Mächtigkeit der lockeren Bodenſchicht kann ſich indeſs eine ſo bedeutende Pfahllänge ergeben, daſs die Fundirung viel zu theuer zu ſtehen käme, wollte man die Pfähle bis auf die tragfähige Schicht einrammen; ja die letztere kann unter Umſtänden mittels Pfählen gar nicht erreichbar ſein.

433. Richtung der Pfähle.

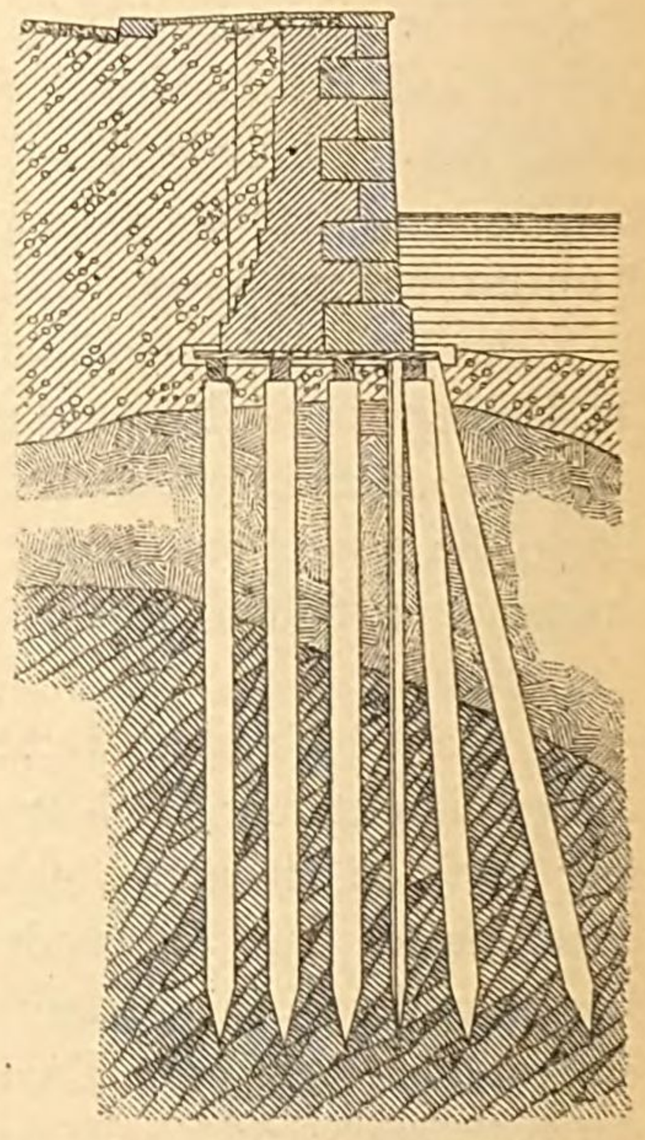
2) Die Pfähle werden auf Knickfeſtigkeit beanſprucht; deſshalb iſt es am vortheilhafteſten, wenn die Axe der Pfähle in der Richtung des auf ſie wirkenden Druckes gelegen iſt. Da nun bei den meiſten Hochbauten im Weſentlichen nur lothrechte Drücke vorkommen, ſo werden die Pfähle in der Regel lothrecht in den Boden eingetrieben. Indeſs wird es bei Widerlagern weit geſpannter und flacher Gewölbe, bei Stützmauern, bei Freiſtützen, welche Dach-Conſtructionen zu tragen haben, überhaupt bei Bautheilen, die einen ſtarken Seitenſchub erfahren, vorzuziehen ſein, die Pfähle in die Richtung des herrſchenden Druckes zu ſtellen (Fig. 690).

Fig. 690.



Vom Verbindungs-Dock zu Hull.
1/200 n. Gr.

Fig. 691.



Reeſendamm-Quai-Mauer in Hamburg. — 1/200 n. Gr.

---

199) Wenn man dieſe Reibung in Rechnung ziehen will, iſt zu beachten, daſs ſie meiſt im Anfang (unmittelbar nach dem Einrammen der Pfähle) gröſser iſt und ſpäter etwas abnimmt. In Folge der Zuſammenpreſſung, welche der Boden beim Einſchlagen der Pfähle erfährt, iſt die Reibung zunächſt ziemlich bedeutend; indeſs iſt dieſes Maſs nur bei ſandigem und ähnlichem Boden von Dauer. Bei anderem Material pflanzt ſich der Druck allmählich nach auſsen fort, wodurch nach und nach ein Ausgleich in den Druckverhältniſſen der betreffenden Bodenſchicht eintritt, ſonach die Reibung zwiſchen Pfählen und Erde vermindert wird. Das Schlagen einer Spundwand kann innerhalb gewiſſer Grenzen einem ſolchen Ausgleich entgegenwirken; allein bei beſonders lockerem Boden kann auch eine ſolche Wand in ſchädlicher Weiſe beeinfluſſt werden; es kann ein Schiefſtellen derſelben eintreten.

Bisweilen genügt es, nur eine oder nur einige Pfahlreihen ſchräg zu ſtellen, die übrigen aber lothrecht anzuordnen (Fig. 691). In manchen Fällen iſt der Seitenſchub veränderlich, nicht nur was ſeine Gröſse und Richtung betrifft, ſondern auch in dem Sinne, daſs er bald von der einen, bald von der anderen Seite wirkſam ſein kann. Bei Mittelſtützen gröſserer Gewölb-Conſtructionen, bei denen die Belaſtung veränderlich iſt, bei den Stützen gröſserer Decken und Dächer etc. kann dieſer Fall eintreten. Alsdann werden einzelne Pfähle, bezw. Pfahlreihen gleichfalls ſchräg geſtellt, jedoch nach verſchiedenen Richtungen derart, daſs den am häufigſten vorkommenden Druckverhältniſſen in geeigneter Weiſe entgegengewirkt wird (Fig. 692).

434. Länge der Pfähle.

3) Die Länge der Roſtpfähle läſſt ſich dann in ſehr einfacher Weiſe beſtimmen, wenn die Pfahlſpitzen auf der tragfähigen Bodenſchicht ſtehen ſollen. Die Tiefenlage der letzteren, die man durch geeignete Bodenunterſuchungen (vergl. Art. 333, S. 237) feſt ſtellen muſs, iſt für die Pfahllänge maſsgebend.

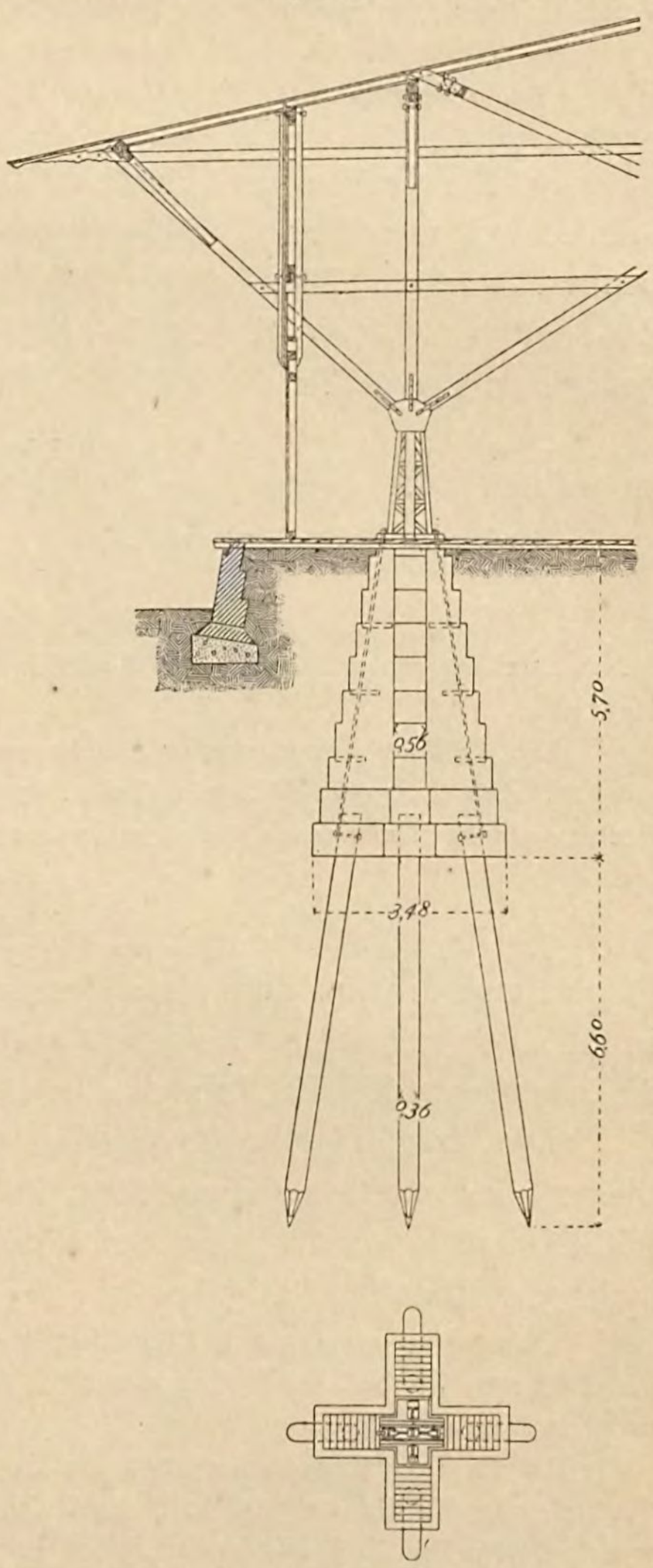
Dagegen ſtöſst die Ermittelung der richtigen Pfahllänge häufig auf groſse Schwierigkeiten, wenn die Pfähle die erforderliche Standfeſtigkeit nur mittels Reibung in der lockeren Bodenſchicht erhalten. Handelt es ſich um eingerammte Pfähle, ſo kann man die von *Eytelwein*, *Redtenbacher*[200]), *Weisbach*[201]) etc. aufgeſtellten Ramm-Theorien benutzen.

Die Ramm-Theorien haben die Aufgabe, eine Beziehung zwiſchen der Stoſswirkung, die eine Ramme auf den einzutreibenden Pfahl ausübt, und der ruhenden Laſt, die er mit Sicherheit zu tragen im Stande iſt, aufzuſtellen. Die gedachte Stoſswirkung läſſt ſich nach jeder Hitze (von etwa 20 unmittelbar auf einander folgenden Schlägen) in ſo fern unmittelbar ermitteln, als man das Eindringen des Pfahles jedesmal meſſen kann. Je geringer dieſes Eindringen in der letzten Hitze war, deſto gröſser wird im Allgemeinen die Tragfähigkeit des Pfahles ſein. In ſolchen Theorien ſpielen deſshalb die Gröſsen: Gewicht des Pfahles, Gewicht des Rammbären, Fallhöhe des letzteren und Tiefe des Eindringens die Hauptrolle.

Die meiſten Ramm-Theorien geben nur wenig zuverläſſige Reſultate, da ſie auf die Beſchaffenheit der betreffenden Bodenſchicht keine genügende Rückſicht nehmen. Für Roſtpfähle, die in anderer Weiſe, z. B. durch Waſſerſpülung, in den Boden getrieben werden, fehlen theoretiſche Anhaltspunkte gänzlich.

Da auch die empiriſchen Formeln, die von verſchiedenen Autoren angegeben worden ſind, unbrauchbar ſind, ſo iſt man in den häufigſten Fällen darauf angewieſen, die nothwendige Pfahllänge durch Verſuche zu ermitteln. Man treibt Probepfähle von verſchiedener

Fig. 692



Vom Quai-Schuppen am Grasbrookhafen zu Hamburg. — 1/200 n. Gr.

200) Redtenbacher, F. Principien der Mechanik und des Maſchinenbaues. Mannheim 1852. S. 102.

201) Weisbach, J. Lehrbuch der Ingenieur- und Maſchinen-Mechanik. I. Theil. 5. Aufl. Bearbeitet von G. Herrmann. Braunſchweig 1874. S. 824.

Länge und nach verſchiedenen Ramm-Methoden ein, bringt alsdann todte Laſten auf und beobachtet ſorgfältig das Verhalten der Pfähle. Bei kleineren Bauwerken ſind ſolche Verſuche allerdings zu umſtändlich und koſtſpielig, und man fuſst häufig auf ſonſtigen Erfahrungsergebniſſen, namentlich auf ſolchen, die unter ähnlichen Verhältniſſen gewonnen wurden.

In Frankreich nimmt man an, daſs in mittelfeſtem Boden ein Pfahl, der eine dauernde Belaſtung von 25 t tragen ſoll, in der letzten Hitze höchſtens 10 mm tief eindringen dürfe. — In Holland wird bei Belaſtungen von 5 bis 10 t die zuläſſige Eindringungstiefe bis zu 10 cm angenommen. — Im Sand- und Kiesboden der Rheinebene (Heſſens und Badens) darf ein Pfahl, wenn er eine Laſt von 20 t mit Sicherheit tragen ſoll, in der letzten Hitze höchſtens 4 bis 10 mm einſinken.

Alpine glaubt aus ſeinen Rammverſuchen folgende Regeln gefunden zu haben:

α) Wächst die Fallhöhe des Rammbären, ſo nimmt die Tragfähigkeit des eingerammten Pfahles im Verhältniſs der Quadratwurzel der Fallhöhe zu.

β) Wächst das Bärgewicht, ſo nimmt die Tragfähigkeit um ca. 0,5 des vermehrten Gewichtes zu.

γ) Die Tragfähigkeiten von Pfählen, die mit gleichem Bärgewicht bei gleicher Fallhöhe eingerammt wurden, verhalten ſich wie die Quadrate der Reibungsflächen der Pfähle.

435. Dicke der Pfähle.

4) Die Gröſse der Pfahlkopf-Fläche hängt ab von der mittleren Dicke der Pfähle und von dem Verjüngungsverhältniſs der Baumſtämme, die zu den Pfählen benutzt wurden. Die mittlere Pfahldicke iſt wieder abhängig von der Pfahllänge. Zu dem in Art. 149 (S. 107) in dieſer Richtung bereits Geſagten ſei hier noch hinzugefügt, daſs man für die Pfähle tief liegender Roſte einen mittleren Durchmeſſer

$$d = 12 + 3\,l \text{ Centim.}$$

zu wählen habe, wenn l die Pfahllänge (in Met.) bezeichnet.

Prudhomme giebt allgemein

$$d = \frac{l}{24} \text{ Centim.}$$

an. Andere Autoren wählen bis 5 m Pfahllänge 25 cm Pfahldicke, für jeden Meter Mehrlänge 10 bis 15 mm Mehrdicke.

Die ſtatiſche Ermittelung der Dicke von Grundpfählen iſt mit Hilfe der Gleichung 26. (S. 107) möglich. Für Langpfähle iſt die Gleichung 27. (S. 108) in Anwendung zu bringen; für annähernde Rechnungen kann man auch die Relation benutzen:

$$d = 15 + 2{,}75\,l \text{ Centim.}$$

436. Zahl der Pfähle.

5) Die erforderliche Zahl von Roſtpfählen iſt gleich der Geſammtbelaſtung des Pfahlroſtes, dividirt durch die Tragfähigkeit eines Pfahles. Letztere muſs nach den in Art. 434 gemachten Angaben ermittelt werden; als weitere Anhaltspunkte mögen die nachſtehenden Erfahrungszahlen dienen.

437. Tragfähigkeit der Pfähle.

Die Tragfähigkeit für 1 qcm Pfahlkopf-Fläche ſchwankt zwiſchen 15 und 45 kg, bleibt aber meiſt zwiſchen 20 und 40 kg; eine Belaſtung von 20 kg iſt bei langen Pfählen und lockerem Boden, eine Belaſtung von 40 kg bei kurzen Pfählen und weniger lockerem Boden zuläſſig.

Heinzerling giebt als zuläſſige Belaſtung für 1 qcm Nutzfläche des Pfahlroſtes an: bei Moorboden 0,8 bis 1,2 kg, bei beſſerem Bodenmaterial 3 bis 5 kg, bei feſterem durch Pfähle gedichteten Lehm-, Thon- und Sandboden bis 7 kg.

Iſt die Tragfähigkeit für 1 qcm Pfahlkopf-Fläche k (in Kilogr.) und miſſt die letztere f (in Quadr.-Centim.), ſo iſt die Tragfähigkeit des Pfahles kf Kilogr. Beträgt der Druck, den das künftige Bauwerk auf den Pfahlroſt ausüben wird, D (in Tonnen), ſo iſt die erforderliche Zahl n der Pfähle

$$n = \frac{1000\,D}{kf}.$$

438. Anordnung der Pfähle.

6) Die Vertheilung der Pfähle im Grundriſs ſoll derart geſchehen, daſs jeder Pfahl eine gleich groſse Belaſtung erfährt und daſs an jede Ecke ein Pfahl zu ſtehen kommt. Bei regelmäſsiger (rechteckiger) Grundriſsform läſſt ſich dieſe Bedingung

Fig. 693.

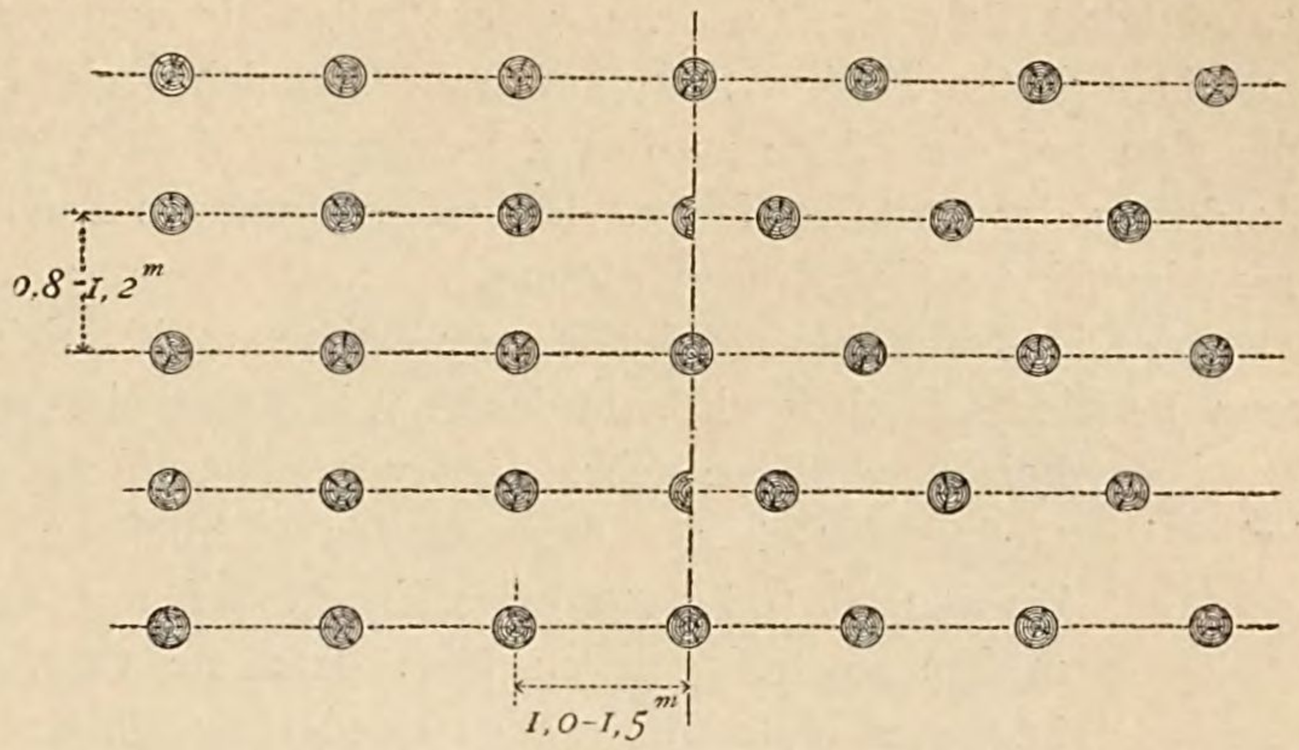


Fig. 694.

am einfachſten dadurch erfüllen, daſs man die Pfähle reihenweiſe ſchlägt (Fig. 693 u. 694). Die einzelnen Pfahlreihen erhalten alsdann einen Abſtand von 0,70 bis 1,25 m, meiſt zwiſchen 0,80 und 1,20 m. Die Pfähle einer Reihe ſind etwas weiter von einander entfernt, ſo daſs der Abſtand ca. um $\frac{1}{6}$ gröſser iſt; man findet 0,90 bis 1,80 m, doch iſt 1,00 bis 1,50 m Abſtand zu empfehlen. Die ſtatiſche Berechnung, welche auf Grundlage der in Art. 434 bis 438 gemachten Angaben anzuſtellen iſt, muſs für die Wahl des Pfahlabſtandes maſsgebend ſein.

Soll die Roſtdecke aus Lang- und Querſchwellen gebildet werden, ſo muſs unter jedem Kreuzungspunkte der beiden Schwellenlagen ein Pfahl gelegen ſein; hierdurch ergiebt ſich die netzförmige, in Fig. 693, 696 u. 697 dargeſtellte Anordnung. Wenn jedoch die Pfähle einen Betonkörper oder das Mauerwerk direct zu tragen bekommen, empfiehlt es ſich, die Pfähle in den einzelnen Pfahlreihen gegen einander zu verſetzen (Fig. 694). Die äuſserſte Pfahlreihe *a* wird ziemlich häufig bündig mit dem Haupt des darüber ſtehenden Mauerwerkes gelegt; nur den Bohlenbelag läſſt man bisweilen etwas vortreten (Fig. 695). Dieſe Anordnung iſt unrichtig, weil alsdann die äuſseren Pfahlreihen weniger zu tragen haben, wie die zwiſchenliegenden, daher leicht ungleichmäſsige Setzungen eintreten können. Deſshalb müſſen entweder die äuſseren Pfahlreihen etwas (um ca. 20 bis 30 cm) nach innen gerückt werden (Fig. 696), oder ſie ſind ſo weit nach auſsen zu ſchieben, daſs die ihnen zunächſt gelegenen Pfahlreihen eben ſo belaſtet ſind, wie die zwiſchen den letzteren befindlichen (Fig. 697). Die zweitgedachte Anordnung iſt die koſtſpieligere und empfiehlt ſich nur für groſse Belaſtungen.

Fig. 696.

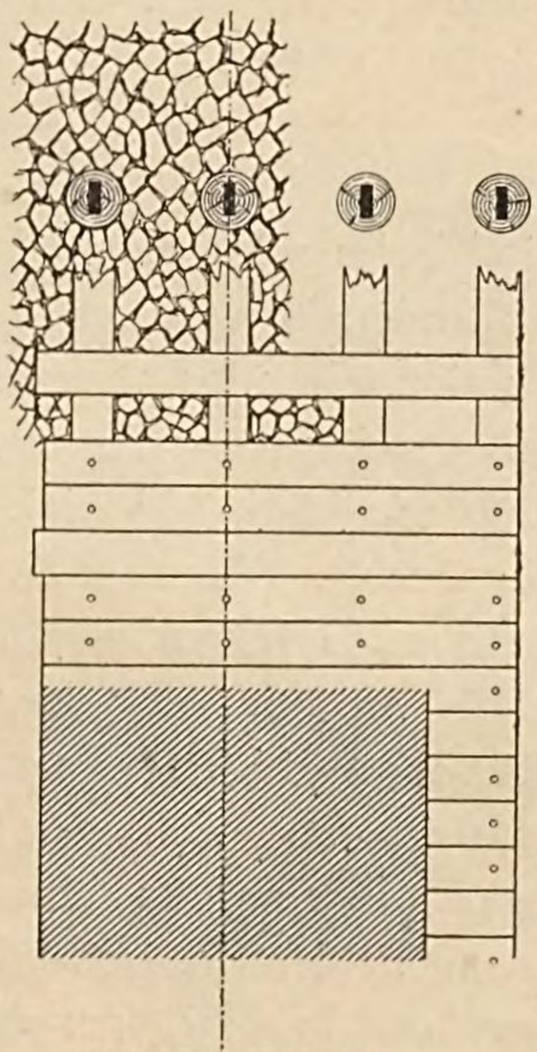


Fig. 697.

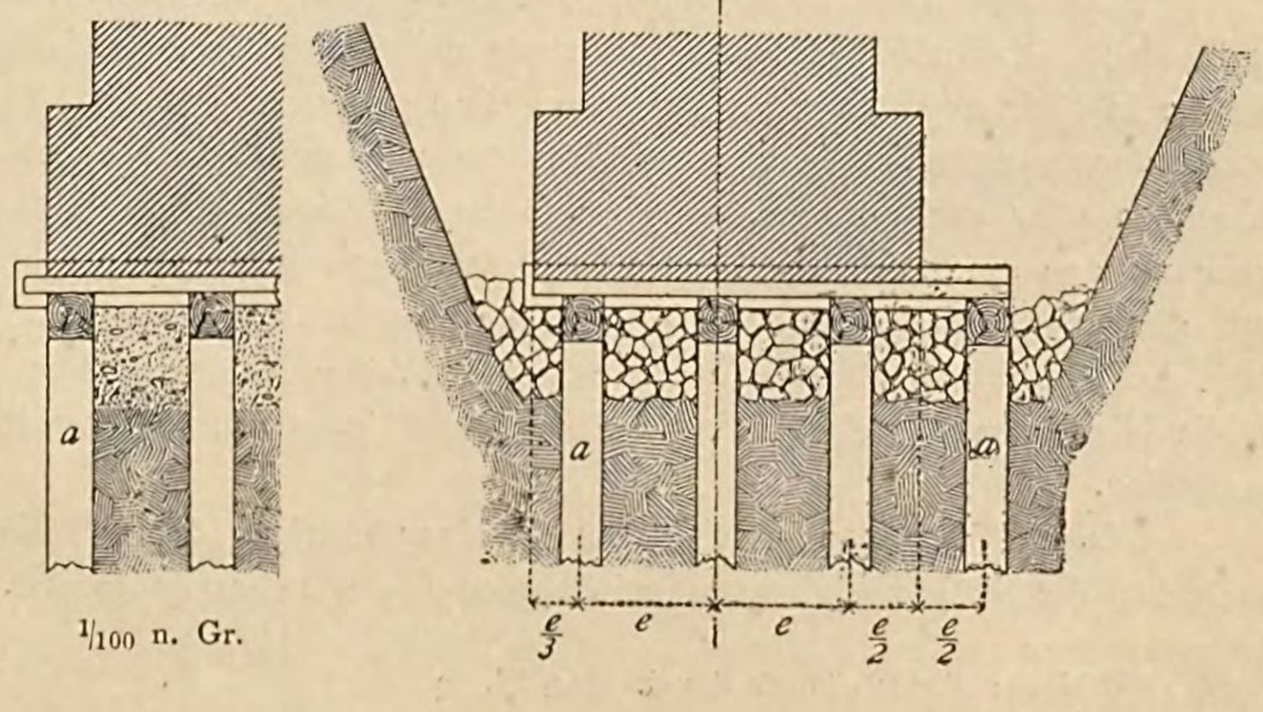


Fig. 695.

1/100 n. Gr.

Bei Fundirung von Bauwerken, deren Grundrifs weniger regelmäfsig geformt ift, geftaltet fich die Vertheilung der Roftpfähle weniger einfach. Handelt es fich um einen Beton-Pfahlroft, fo hat man ziemlich freie Hand; wenn jedoch Holzfchwellen auf die Pfähle zu liegen kommen, fo mufs man auf thunlichfte Reihenanordnung der letzteren fehen. Die neben ftehende Tafel giebt ein Beifpiel für eine unregelmäfsigere Grundrifsanordnung.

439. Pfähle.

7) Die Roftpfähle regelmäfsig zu behauen, ift nicht nothwendig; es genügt, wenn die Rinde abgelöst wird. In der That kommen vier- oder gar achteckig (Fig. 698) behauene Pfähle fehr felten vor. Betreff der Form der Pfahlfpitze, der Geftalt der etwa anzuwendenden Pfahlfchuhe etc. ift bereits in Art. 150 bis 152 (S. 108 u. 109) das Erforderliche gefagt worden. Die Pfahlköpfe müffen fo tief gelegen fein, dafs die Oberkante der etwa darauf zu fetzenden Holz-Conftruction mindeftens 30, beffer 50 cm unter den niedrigften Waffer ftand zu liegen kommt.

Fig. 698.

Von der neuen *Morgue* in Paris[202]). 1/50 n. Gr.

Wie fchon in Art. 366 (S. 257) bemerkt wurde, ift hierbei auf eine möglicher Weife fpäter eintretende Senkung des Grundwafferfpiegels Rückficht zu nehmen. In Hamburg hat man bei den um die Zeit nach dem grofsen Brande ausgeführten Häufern diefe Regel nicht befolgt. Bei den meiften Neubauten pflegte man etwa 60 cm unter der Kellerfohle den Boden auszuheben und, wenn fich kein tragfähiger Baugrund vorfand, ohne Weiteres einen Pfahlroft auszuführen. Die Folgen diefes Verfahrens haben fich nach Senkung des Grundwafferftandes in Folge des Sielbaues in übelfter Weife geltend gemacht, wovon die koftfpieligen Unterfahrungen der Fundamente vieler Häufer auf der ehemaligen Brandftätte ein deutliches Zeugnifs geben.

b) Roftdecke.

Die Roftdecke oder die Zwifchen-Conftruction, welche die Laft des auf dem Pfahlrofte ruhenden Baukörpers aufnimmt und auf die Pfähle überträgt, kann eine Holz-Conftruction fein oder aus einem Betonkörper beftehen; bisweilen kommen beide Anordnungen vereinigt zur Anwendung.

Die Roftdecke foll ftets winkelrecht zur Richtung des vom darauf zu fetzenden Baukörper ausgeübten Druckes ftehen. Hat man es hauptfächlich mit lothrechten Drücken zu thun, fo ftehen die Pfähle nach Früherem lothrecht, und die Roftdecke mufs wagrecht gelegen fein. (Vergl. auch Fig. 690, S. 306.)

440. Hölzerne Roftdecken.

1) Hölzerne Roftdecken find in ihrer Conftruction mit den in Art. 423 (S. 299) befchriebenen Schwellroften fehr nahe verwandt. Zwei fich kreuzende Schwellenlagen mit einer Ausfüllung der Roftfache, fo wie ein aufgebrachter Bohlenbelag bilden auch hier die gewöhnliche Anordnung (Fig. 696 u. 697).

441. Lang- und Querfchwellen.

Die einer Pfahlreihe angehörigen Pfähle werden meift durch Langfchwellen oder Holme mit einander verbunden. Stehen feitliche Verfchiebungen nicht zu befürchten, fo kann man diefe Schwellen nur ftumpf auf die in gleicher Höhe abgefchnittenen Pfähle auffetzen (Fig. 697); meiftens wird indefs eine Verbindung beider vorgenommen. Diefelbe gefchieht am einfachften mittels ca. 40 cm langer und 3 cm dicker Holzfchrauben oder auch nur mittels eben fo langer Nägel. Die Verbindung wird am widerftandsfähigften, wenn man an die Pfahlköpfe kurze Zapfen (ca. 15 cm lang, 6 bis 8 cm breit, 8 bis 12 cm hoch) anfchneidet und die Langfchwellen mit entfprechenden Zapfenlöchern verfieht (Fig. 699 u. 700). Man läfft wohl auch die Pfahlzapfen durch die ganze Schwellenhöhe hindurchgehen und treibt alsdann von oben Keile in die Hirnenden der Zapfen ein. Eine folche Anordnung ift zwecklos und koftfpielig, daher nicht zu empfehlen.

Längere Schwellen beftehen aus einzelnen Stücken, deren Stöfse jedesmal auf einen Pfahl zu liegen kommen; die Stofsverbindung gefchieht eben fo, wie bereits in Art. 424 (S. 300) für die Schwellrofte

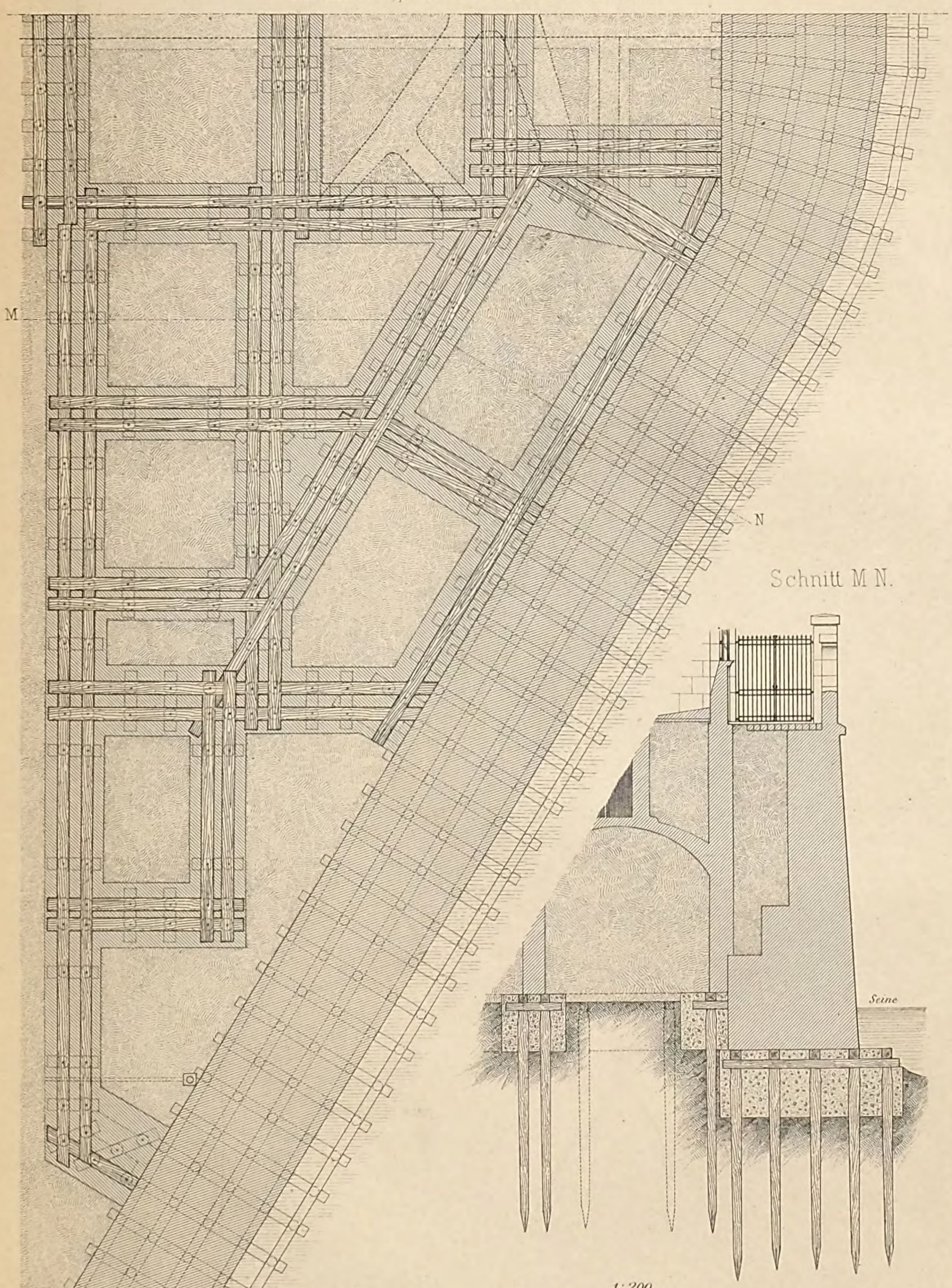
---

202) Nach: *Revue gén. de l'arch.* 1864, Pl. 39.

Zu S. 310.

NEUE MORGUE IN PARIS.

Fundamentplan. (Südliche Hälfte).



Nach: Revue gén. de l'arch. 1864, Pl. 35 – 36.

Fig. 699.

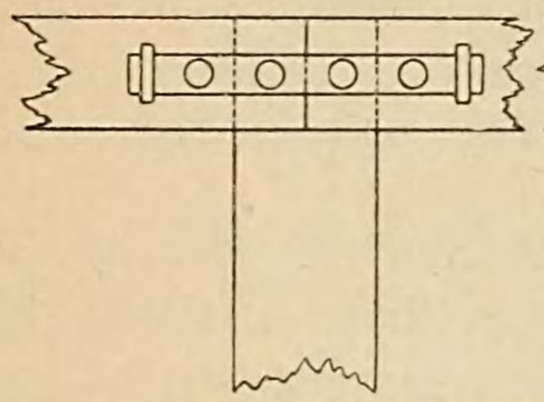
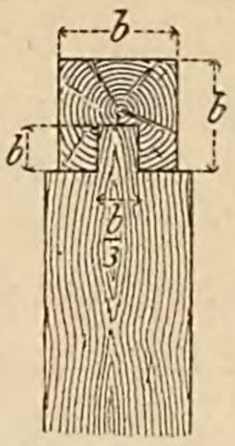
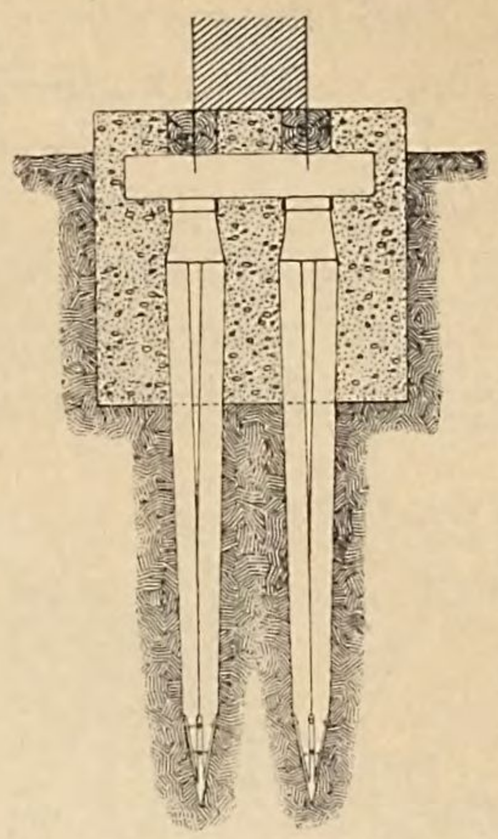


Fig. 700.



1/85 n. Gr.

Fig. 701.



Von der neuen *Morgue* in Paris [202]). — 1/50 n. Gr.

angegeben wurde; bei ſtumpfen Stöſsen (Fig. 699) werden die Zapfen am beſten in der vollen Breite der Pfähle angeſchnitten, damit die beiden Schwellenenden ſicher gefaſſt werden.

Die Querſchwellen oder Zangen, welche in transverſalem Sinne auf die Langſchwellen zu liegen kommen, werden entweder bloſs mittels eiſerner, 40 bis 45 cm langer Nägel (Fig. 701), bezw. Holzſchrauben auf letzteren befeſtigt oder auf die Langſchwellen aufgekämmt. Wenn indeſs, wie dies bei den meiſten Hochbauten der Fall iſt, die Langſchwellen die wichtigere Rolle ſpielen, ſo werden dieſe gar nicht ausgeſchnitten, ſondern nur die Querſchwellen.

Bei Hochbauten liegen die Langſchwellen gewöhnlich zu unterſt, und es iſt eine ſolche Anordnung, durch die eine Längsverankerung der ganzen Fundament-Conſtruction erzielt wird, ganz entſprechend. Wenn indeſs ſtarke Seitenſchübe wirkſam ſind, wie bei Widerlagern von gröſseren Gewölben, bei Stützmauern etc., wenn in Folge dieſer ein Ausweichen der Pfähle in der Querrichtung des Mauerwerkes zu befürchten wäre, iſt es vorzuziehen, die Querſchwellen unmittelbar auf die Pfähle aufzuzapfen und die Langſchwellen erſt auf dieſe zu legen.

Man hat in letzterem Falle wohl auch das unmittelbare Aufſetzen der Langſchwellen auf die Pfahlköpfe beibehalten, jedoch die Roſtzangen unter die letzteren gelegt; ſie wurden doppelt (aus Halbhölzern) angeordnet, ſo daſs die in einer Querreihe gelegenen Pfähle zwiſchen je zwei Halbzangen gefaſſt und damit verbolzt wurden.

442. Bettung.

Die Bettung oder die Ausfüllung der Roſtfache, welche auch hier aus Sand, Mauerſchutt, Steinpackung, Trockenmauerwerk, ſelbſt aus Mörtelmauerwerk und aus Beton beſteht, reicht bei Pfahlroſten meiſt ziemlich tief (50 cm und darüber) unter die untere Schwellenlage hinab, was zum Theile mit der Ausführung zuſammenhängt.

443. Ausführung.

Für die letztere wird bei Hochbauten faſt ſtets die Ausſchachtung einer Baugrube erforderlich; die Tiefe derſelben hängt zum Theile von der Tiefenlage der unterirdiſchen Räume und anderen örtlichen Verhältniſſen ab; doch muſs ſie jedenfalls ſo groſs ſein, damit die Oberkante der Holz-Conſtruction tief genug unter den niedrigſten Grundwaſſerſpiegel zu liegen kommt.

Nachdem die Pfähle eingerammt worden ſind, wird zwiſchen denſelben das Bodenmaterial auf eine Tiefe von 30 bis 50 cm, bisweilen auf eine noch gröſsere Tiefe ausgehoben; hierdurch wird das Abſchneiden der Pfähle in gleicher Höhe, erforderlichen Falles das Anſchneiden der Zapfen erleichtert.

Bei letzteren Arbeiten muſs Waſſerſchöpfen ſtattfinden; man kann jedoch das Grundwaſſer benutzen, wenn die Pfähle in gleicher wagrechter Ebene abzuſchneiden ſind. Man läſſt in die Anfangs trocken gehaltene Baugrube das Grundwaſſer bis in Pfahlkopfhöhe eintreten und reiſst in der Höhe des Grundwaſſerſpiegels an den Pfählen die betreffenden Marken ein.

Sind die Pfahlköpfe entſprechend vorbereitet, ſo wird zwiſchen den Pfählen die Bettung bis zur Höhe der Schwellen-Unterkante eingebracht; hierauf werden die beiden Schwellenlagen verſetzt und alsdann die von ihnen gebildeten Fache gleichfalls ausgefüllt.

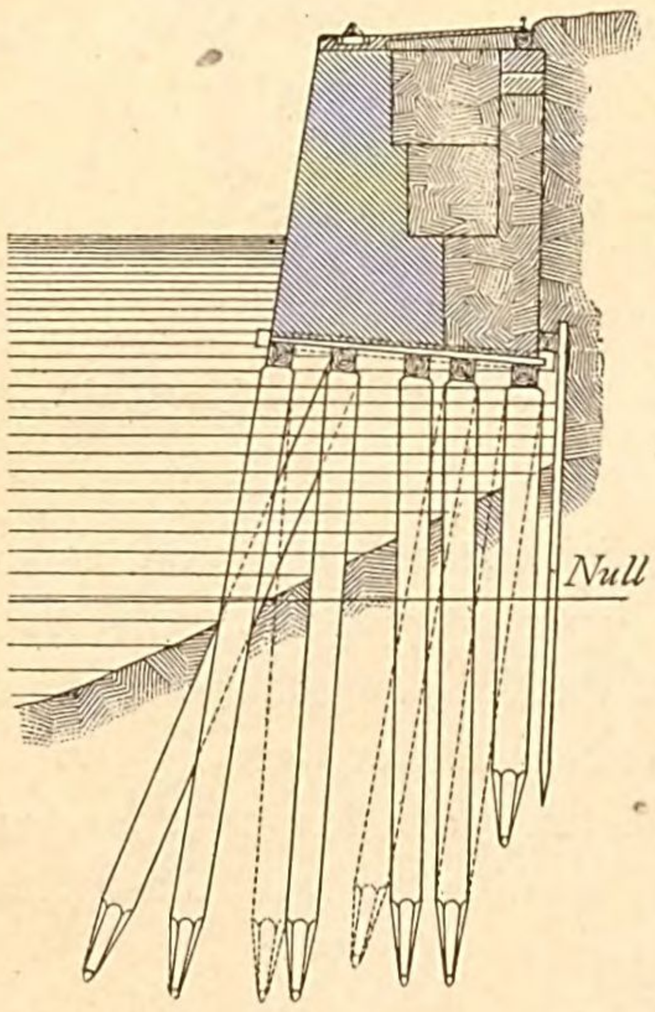
Bei Gründungen im offenen Waſſer kann man gleichfalls durch Umſchlieſsung der Bauſtelle mit einer Spund- oder Pfahlwand, bezw. mit einem Fangdamm die Bildung einer waſſerfreien Baugrube ermöglichen.

Das Abſchneiden der Pfähle in gleicher Höhe kann in dieſem Falle auch unter Waſſer, mittels ſog. Grundſägen, geſchehen.

444. Hoch liegende Pfahlroſte.

Die Herſtellung und Trockenlegung einer Baugrube kann im offenen Waſſer umgangen werden, wenn man ſtatt des tief liegenden den ſchon erwähnten hoch liegenden Pfahlroſt anwendet. Die aus dem Grunde hervorragenden Langpfähle reichen bis an das Niederwaſſer und erhalten in dieſer Höhe den Schwellenbelag (Fig. 702). Der Raum zwiſchen den Pfählen wird häufig mit Steinſchüttungen ausgefüllt; bei gröſserer Höhe trachtet man die Standfeſtigkeit des Fundamentes durch ein zwiſchen die Pfähle gelegtes Strebenwerk zu erhöhen.

Fig. 702.



Vom Sandthor-Quai in Hamburg.
1/100 n. Gr.

Beim Bau der neuen Börſe in Königsberg (1871—73, Arch.: *H. Müller*) iſt der dem Waſſer zugekehrte Theil des Gebäudes auf Langpfählen gegründet. Um dieſe abzuſteifen, bezw. gegen Ausknicken zu ſchützen, wurde zwiſchen die Pfähle, nachdem ſie durch Spundwände umſchloſſen waren, eine Beton-Schüttung eingebracht. Schlieſslich wurde auf die Pfahlköpfe ein Bohlenbelag gelegt und auf dieſen das Mauerwerk geſetzt.

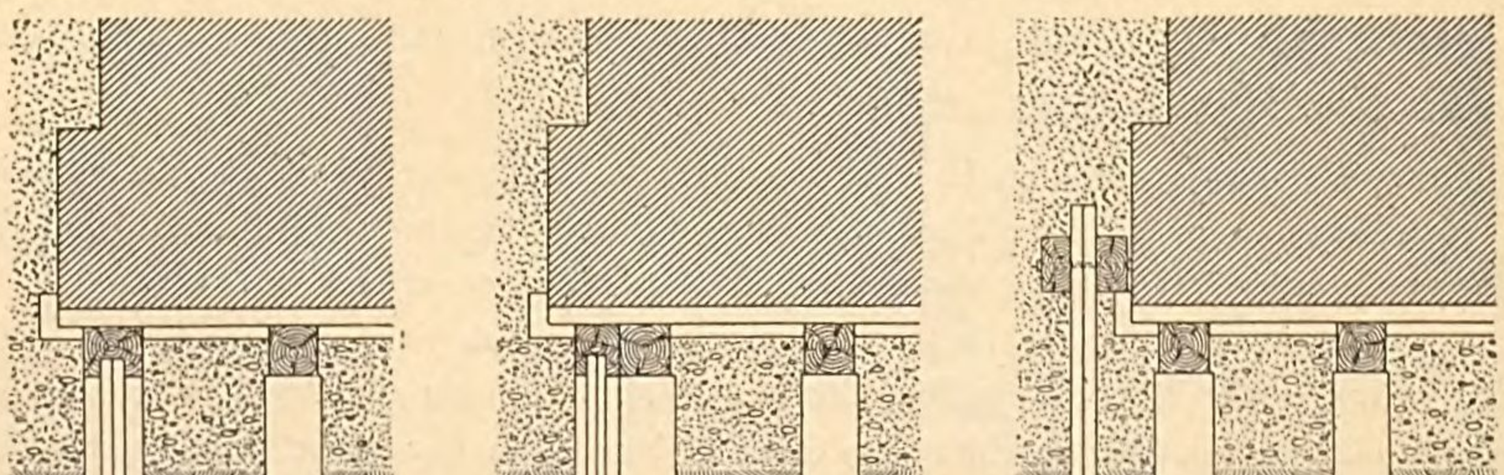
445. Bohlenbelag.

Der Bohlenbelag wird hier eben ſo wie beim Schwellroſt ausgeführt; ſeine Dicke, ſo wie auch die Abmeſſungen der Schwellen ſind wie bei letzteren zu wählen. Die Anordnung der Schwellenlagen und des Bohlenbelages an Mauerecken und Mauerdurchkreuzungen findet gleichfalls wie bei den Schwellroſten ſtatt (vergl. auch die Tafel bei S. 310). Bisweilen fehlt der Bohlenbelag gänzlich; es iſt dies um ſo zuläſſiger, je tiefer die Bettung in den Boden reicht (Fig. 701); auch läſſt man die eine oder die andere Schwellenlage weg, was insbeſondere in Betreff der Querſchwellen geſchehen kann, ſobald der Bohlenbelag die erforderliche Querverbindung hervorbringt.

446. Spundwände.

Sobald durch Waſſer ein Unterwaſchen der Roſtdecke oder ein Erweichen des darunter befindlichen Bodenmaterials eintreten kann oder wenn man ein ſtarkes ſeitliches Ausweichen der lockeren Bodenſchicht und der darin ſtehenden Pfähle befürchtet, iſt der Pfahlroſt durch eine Spundwand dagegen zu ſchützen. Dieſelbe umſchlieſst entweder das ganze Fundament, oder

Fig. 703. Fig. 704. Fig. 705.



Anordnung von Spundwänden bei Pfahlroſten. — 1/100 n. Gr.

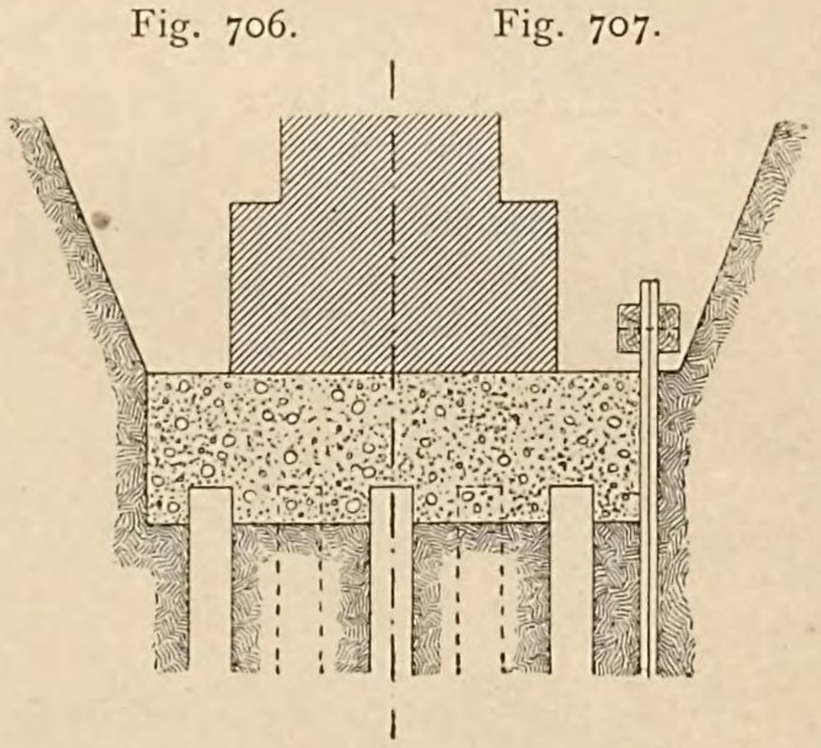
ſie wird nur an jener Seite geſchlagen, von wo aus der Angriff des Waſſers ſtattfindet. Bei Gründungen im offenen Waſſer dürfen Spundwände nur dann fehlen, wenn ſie durch Steinſchüttungen erſetzt werden.

Es iſt am vortheilhafteſten, die Spundwand S unabhängig von der Pfahlroſt-Conſtruction anzuordnen, wie in Fig. 705. Die Spundwand zwiſchen die äuſserſten Pfahlreihen oder unmittelbar neben dieſelben, ſo zu legen, daſs die Roſtdecke oder der Bohlenbelag darüber hinwegreicht, iſt nur dann zuläſſig, wenn die Pfahlreihenanordnung nach Fig. 697 geſchehen iſt. Sonſt bewirkt die Spundwand ungleichmäſsige Senkungen, da ſie unter der Belaſtung ſich weniger ſetzt, als die dazu parallelen Pfahlreihen (Fig. 703 u. 704). Befürchtet man ein ſeitliches Ausweichen der geſondert angebrachten Spundwand, ſo verbinde man ſie durch eiſerne Anker mit den Querſchwellen der Roſtdecke.

447. Beton-Pfahlroſte.

2) Beton-Pfahlroſte werden in der Weiſe gebildet, daſs man auf die eingerammten und in gleicher Höhe abgeſchnittenen Pfähle eine Beton-Schicht von entſprechender Mächtigkeit aufbringt (Fig. 706 u. 707). Die Pfahlköpfe ſollten nicht weniger als 15 cm in den Betonkörper reichen, und dieſer ſollte über den Pfahlköpfen keine geringere Mächtigkeit als etwa 50 cm, beſſer 75 cm haben. Für die Herſtellung dieſer Beton-Schicht gilt das über Beton-Fundamente bereits Geſagte. Spundwände, welche den Betonkörper umſchlieſsen und gegen Unterwaſchung ſchützen, ſollten hier niemals fehlen (Fig. 707).

Fig. 706. Fig. 707.



Beton-Pfahlroſte. — 1/100 n. Gr.

Für die Gründung des neuen Reichstagshauſes in Berlin [203]) iſt an einzelnen Stellen (nördliche Thürme und Kuppel), wo der Baugrund beſonders ungünſtig befunden wurde, Beton-Pfahlroſt-Gründung in Anwendung gekommen. Die mittels Dampframmen *Siſſon & White*'ſchen Syſtemes in der Zeit vom 1. September bis 14. October 1884 und zur Beſchleunigung der Arbeit mit Hilfe der elektriſchen Beleuchtung in den Abendſtunden geſchlagenen 2232 Stück Rundpfähle der Kuppel hatten bei einem mittleren Durchmeſſer von 25 cm eine Länge von 5 m, wurden in einer Tiefe von 1,1 m unter Niederwaſſer abgeſchnitten und mit einem Betonkörper von 1,4 m Stärke bedeckt. Die Pfähle wurden nach einem gleichſeitigen Dreieck in 1 m Entfernung von Mitte zu Mitte in ſchrägen Reihen, deren normaler Abſtand 86,6 cm betrug, eingerammt. Vorher war die ganze Baugrube durch eine Spundwand von 5,25 m Tiefe umſchloſſen worden. Nach Beendigung der Rammarbeiten wurde der Boden zwiſchen den Pfahlköpfen bis auf 15 cm unterhalb dieſer ausgehoben, ſo daſs die Pfahlköpfe um dieſes Maſs in die Beton-Decke eingreifen [204]).

Ueber die Koſten dieſer Gründung, insbeſondere auch im Vergleich zur gewöhnlichen Beton-Gründung ſiehe den unten [203]) angezogenen Artikel.

448. Stärke der Beton-Decke.

Die Stärke, welche die Beton-Decke unter den ungünſtigſten Verhältniſſen erhalten müſſte, läſſt ſich ermitteln, wenn man von der Vorausſetzung ausgeht, daſs dieſe Platte die ganze Laſt auf zwei benachbarte Pfahlreihen wie ein horizontal eingeſpannter Balken vermöge ſeiner Biegungs- und Scherfeſtigkeit zu übertragen hat.

Allerdings liegt ein ſolcher Zuſtand nur dann vor, wenn etwa durch Waſſeradern an der Beton-Unterfläche die Berührung zwiſchen Beton und Erde unterbrochen werden oder letztere dem Zuſammenpreſſen viel weniger Widerſtand entgegenſetzen ſollte, als die Pfähle ſelbſt.

Für Beanſpruchung auf Biegung iſt die Gleichung [205])

$$\frac{\mathcal{J}}{a} = \frac{M}{K}$$

in Anwendung zu bringen, worin $\frac{\mathcal{J}}{a}$ das ſog. Widerſtandsmoment iſt, $\mathcal{J}$ das Trägheitsmoment des Quer-

---

203) Siehe Art. 374 (S. 260).

204) Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 25.

205) Siehe Gleichung 36. in Theil I, Bd. 1 (S. 262) dieſes »Handbuches«.

ſchnittes, a den Abſtand der am meiſten gezogenen Faſer von der neutralen Axe, M das gröſste Biegungsmoment und K die gröſste zuläſſige Zugbeanſpruchung des Betons bezeichnet.

Für einen beiderſeits eingeſpannten Balken iſt das gröſste Angriffsmoment, wenn p die Belaſtung für die Flächeneinheit und l die freie Länge des Balkens bezeichnen,

$$M = \frac{1}{12} p\, l\,.$$

Iſt h die Stärke der Beton-Decke, ſo iſt $a = \frac{h}{2}$ und für einen Streifen von $b = 1$ m Breite [206])

$$\mathcal{J} = \frac{1}{12} h^3.$$

Es wird ſonach, auf Grundlage der obigen Bedingungsgleichung,

$$\frac{1 \,.\, h^3 \,.\, 2}{12 \,.\, h} = \frac{p\, l}{12\, K}\,,$$

woraus

$$h = \sqrt{\frac{p\, l}{2\, K}}\,.$$

Nimmt man K zu $1{,}3$ kg für 1 qcm [207]) an, ſo wird für Beanſpruchung auf Biegung

$$h = 0{,}0062 \sqrt{p\, l}\,.$$

Für die Beanſpruchung auf Abſcheren dicht neben den Pfählen iſt die Schubſpannung für die Flächeneinheit [208])

$$\mathfrak{H} = \frac{3}{2} \frac{Q}{h}\,,$$

wobei wieder ein $b = 1$ m breiter Streifen angenommen wird und Q die Transverſal- oder Verticalkraft bezeichnet. Im vorliegenden Falle iſt $Q = \frac{p\, l}{2}$, ſonach

$$\mathfrak{H} = \frac{3}{4} \frac{q\, l}{h}\,.$$

Die für Schubfeſtigkeit erforderliche Querſchnittsgröſse F ergiebt ſich aus der Relation [209])

$$F = \frac{\mathfrak{H}}{T},$$

worin T die gröſste zuläſſige Schubbeanſpruchung bezeichnet. Im vorliegenden Falle iſt (für den 1 m breiten Streifen) $F = h$, ſonach

$$h = \frac{\mathfrak{H}}{T} = \frac{3\, p\, l}{4\, h\, T}\,,$$

woraus

$$h = \sqrt{\frac{3\, p\, l}{4\, T}} = 0{,}866 \sqrt{\frac{p\, l}{T}}\,.$$

Nimmt man die Schubfeſtigkeit eines guten Cementmörtels zu 16 kg für 1 qcm und 10-fache Sicherheit an, ſo wird

$$h = 0{,}866 \sqrt{\frac{p\, l}{16000}} = 0{,}0068 \sqrt{p\, l}\,.$$

Beiſpiel. Beim Bau des neuen Reichstagshauſes in Berlin betrug die gröſste Belaſtung der Beton-Decke ſtellenweiſe 60 t für 1 qm und der Abſtand der Pfahlreihen, wie im vorhergehenden Artikel geſagt, 87 cm; ſonach ergiebt ſich für Beanſpruchung auf Biegung

$$h = 0{,}0062 \sqrt{60000 \,.\, 0{,}87} = 1{,}42 \text{ m}\,.$$

Die mit $1{,}4$ m gewählte Stärke der Beton-Decke iſt ſonach ausreichend.

Für die Beanſpruchung auf Abſcheren iſt die gröſste Schubſpannung bei der gewählten Stärke $h = 1{,}4$ m

$$\mathfrak{H} = \frac{3}{4} \,.\, \frac{60000 \,.\, 0{,}87}{1{,}4} = 28000 \text{ kg für } 1 \text{ qm}$$

oder $2{,}8$ kg für 1 qcm. Die Querſchnittsfläche $F = 1{,}4$ m, ſonach die Beanſpruchung auf Abſcheren

$$T = 2{,}0 \text{ kg für } 1 \text{ qcm}.$$

---

206) Siehe Gleichung 43. (S. 266) ebendaſ.

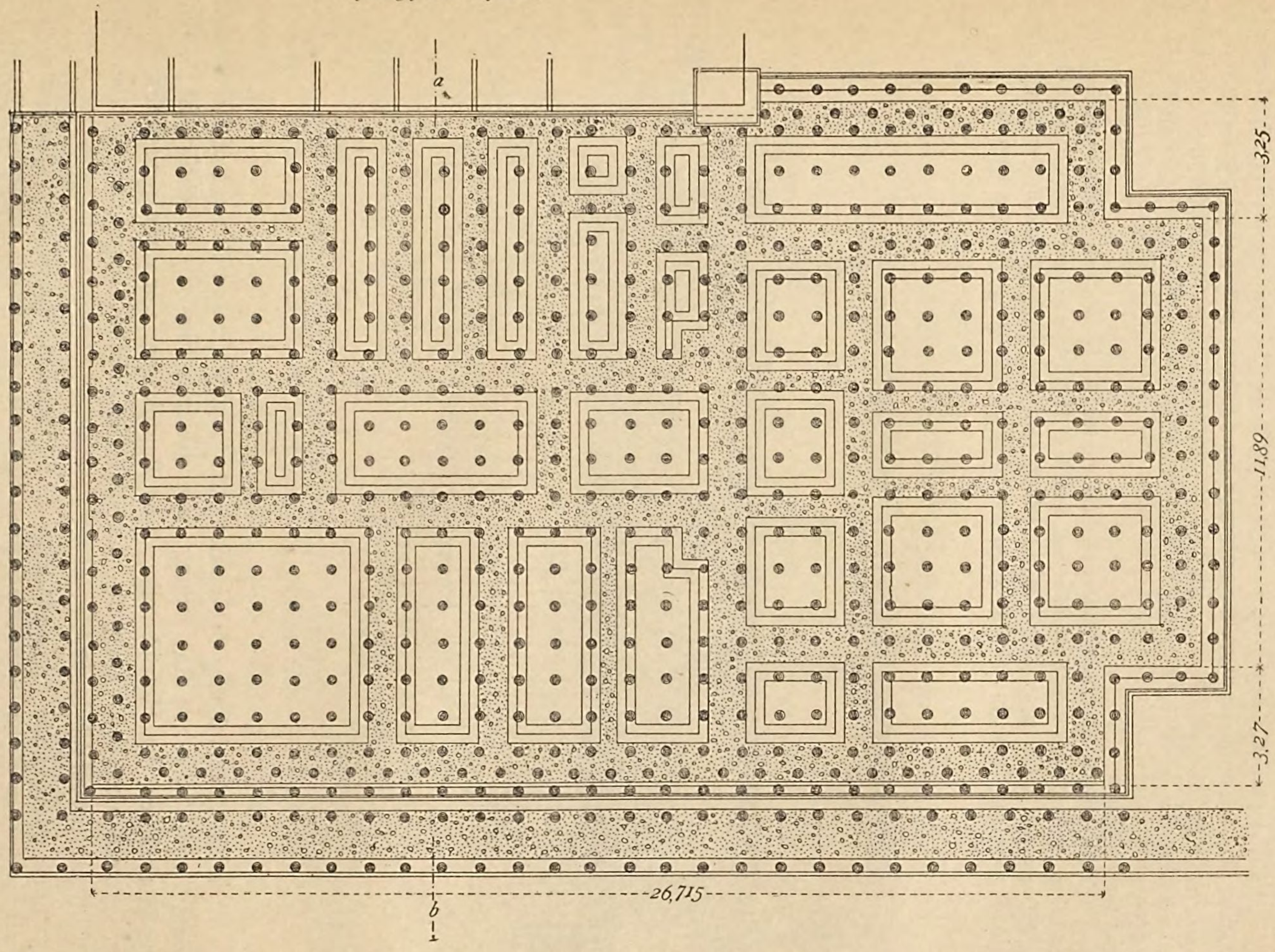
207) Siehe Tabelle auf S. 247 ebendaſ.

208) Siehe Art. 326 (S. 287) u. 329 (S. 289) ebendaſ.

209) Siehe Gleichung 27. (S. 255) ebendaſ.

Fig. 708.

Phyſiologiſches Inſtitut.



1/200 n. Gr.

Siehe den Querſchnitt auf S. 316.

Fundament-Plan für das neue pharmakologiſche Inſtitut in Berlin [210]).

449. Durchgehende Beton-Decke.

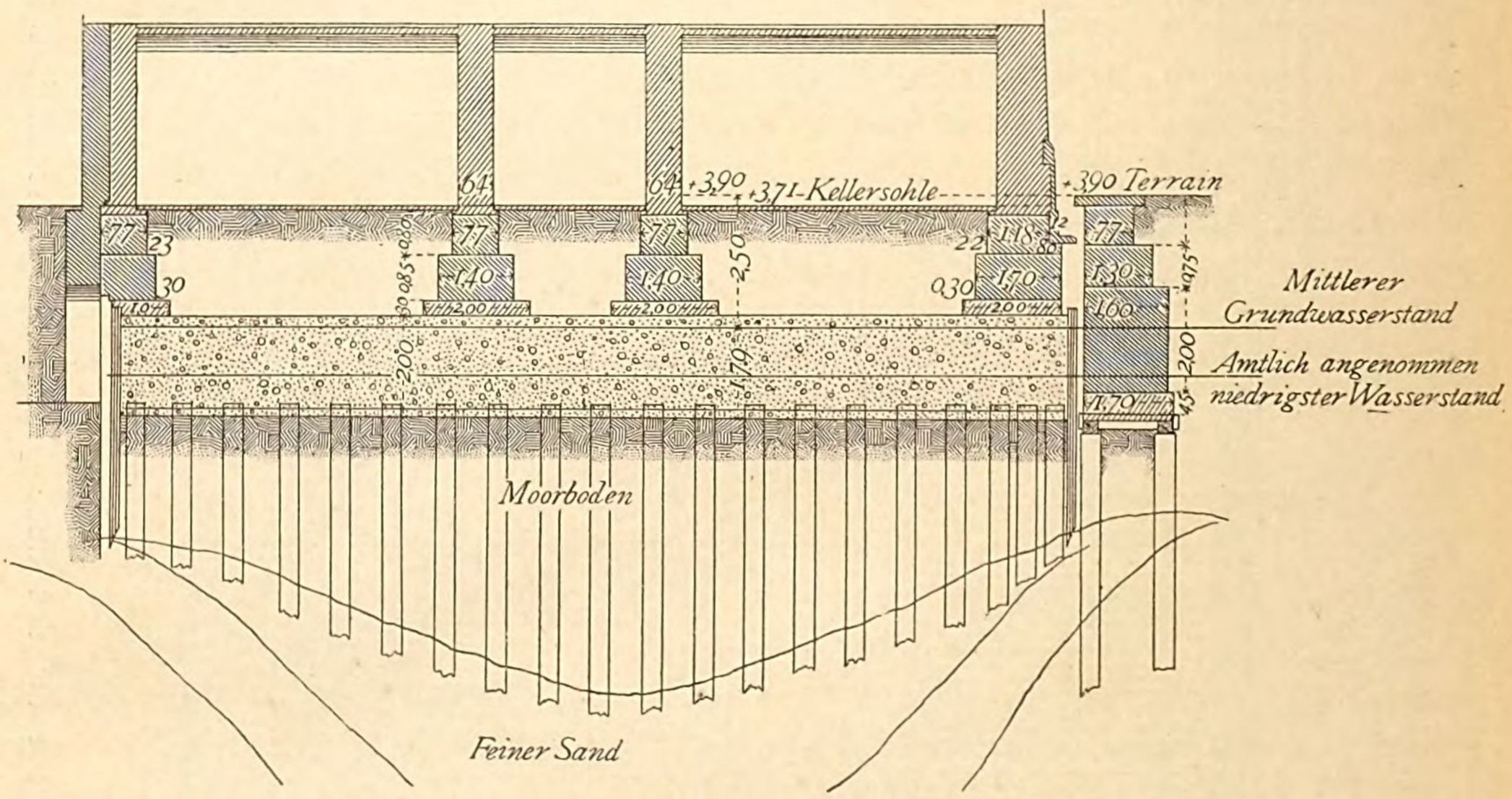
Auch die Durchführung einer unter dem ganzen Gebäude durchgehenden Beton-Platte (ſiehe Art. 409, S. 287) iſt auf den Beton-Pfahlroſt übertragen worden. Es empfiehlt ſich alsdann, unter denjenigen Partien der Betonirung, auf welche die Mauern oder andere ſtark belaſtete Objecte zu ſtehen kommen, die Pfähle dichter zu ſtellen, als in den übrigen Theilen.

Das neue pharmakologiſche Inſtitut in Berlin (Ecke der Dorotheen-Straſse und Schlachtgaſſe) wurde im Jahre 1879 auf einen derartigen durchgehenden Beton-Pfahlroſt geſtellt (Fig. 708 u. 709 [210]).

Die Beton-Platte iſt 2 m dick. Die Baugrube wurde, nachdem das Einrammen der Pfähle beendet war, zwiſchen den letzteren ausgebaggert, die Pfähle unter Waſſer, 90 cm unter dem niedrigſten Waſſerſtande, abgeſchnitten und dann der Beton eingebracht. Eine vergleichende Koſtenberechnung fiel zu Gunſten dieſer Conſtruction aus.

Die das Gebäude umgebende Futtermauer ſoll die vom Straſsenverkehre herrührenden Erſchütterungen fern halten; deſshalb durfte ihr Fundament mit dem des Gebäudes in keinem Zuſammenhange ſtehen (ſiehe die Fuſsnote 146 auf S. 245). Dieſe Mauer erhielt eine gewöhnliche Pfahlroſt-Gründung; ein Beton-Pfahlroſt wäre, der doppelten Spundwände wegen, erheblich theuerer zu ſtehen gekommen.

Fig. 709.



Schnitt nach *a b* in Fig. 708 [210]). — 1/200 n. Gr.

450. Sonſtige Anordnungen.

3) Eine Vereinigung der beiden unter 1 und 2 vorgeführten Roſt-Conſtructionen kommt wohl auch zur Anwendung, wie dies aus Fig. 701 erſichtlich iſt; indeſs iſt das Hinzufügen der Holzſchwellen zum Betonkörper nur dann gerechtfertigt, wenn der letztere nicht feſt genug iſt, um die erforderliche Längs- und Querverankerung der Pfähle hervorzubringen.

Eine eigenthümliche Art von Pfahlroſt wandten ſchon die Römer an. *Vitruv* ſagt darüber: Es wurden zunächſt angekohlte Spitzpfähle aus dem Holz des Erlen-, Eichen- oder Oelbaumes ziemlich dicht neben einander geſchlagen. Zwiſchen den Pfahlköpfen wurde eine Schicht Holzkohle ausgebreitet, um die Conſervirung der Pfähle zu fördern. Ueber den Pfahlköpfen wurde Mauerwerk aus Quadern mit möglichſt langen Bindern hergeſtellt etc.

---

210) Nach den von Herrn Reg.- u. Baurath *Zaſtrau* freundlichſt zur Verfügung geſtellten Plänen.

4) Betreff der Anwendung der Pfahlroſt-Fundamente ſind bereits in Art. 432 (S. 306) die beiden Hauptfälle hervorgehoben worden, in denen dieſe Gründungsweiſe beſonders in Frage kommt. Es iſt auch ſchon geſagt worden, daſs jene Anordnung den Vorzug verdient, wobei die Pfahlſpitzen auf oder in der tragfähigen Bodenſchicht ſtehen. 451. Anwendung.

Unter den verſchiedenen Pfahlroſt-Conſtructionen iſt im Allgemeinen dem Beton-Pfahlroſt der Vorzug zu geben. Derſelbe geſtattet meiſt eine einfachere und raſchere Ausführung; ſeine Koſten ſind jedenfalls nicht höher, als die des gewöhnlichen Pfahlroſtes, und man vermeidet zwiſchen Pfählen und Mauerwerk eine Zwiſchen-Conſtruction, die aus ſo verſchiedenartigem Material und aus ſo vielen Theilen beſteht; Waſſerſchöpfen, welches nicht ſelten nachtheilig auf die Nachbargebäude wirkt, kann gänzlich vermieden werden. Die gewöhnliche Pfahlroſt-Conſtruction ſollte man nur dann dem Beton-Pfahlroſt vorziehen, wenn man eine Betonirung nicht leicht ausführen kann, oder wenn in ſehr lockerem Boden eine beſonders kräftige Verankerung der Roſtpfähle unter einander erforderlich wird.

Da jedoch der letztgedachte Fall im Hochbauweſen ſehr ſelten vorkommt, ſo läſſt ſich die Anwendung des Beton-Pfahlroſtes für Hochbauten ziemlich allgemein empfehlen. Es iſt zu bedauern, daſs ſich derſelbe im Hochbauweſen bis vor Kurzem faſt gar keinen Eingang verſchafft hatte, obwohl die bei Ingenieurbauten gemachten Erfahrungen darthun, daſs dies eine ſehr zweckmäſsige und zuverläſſige Gründungsmethode iſt[211]). Um ſo erfreulicher iſt es, daſs in der neueſten Zeit, wie die Beiſpiele in Art. 447 u. 449 zeigen, ausgiebigere Anwendung von dieſer Fundament-Conſtruction gemacht wird.

Es ſoll ſchlieſslich nicht unerwähnt bleiben, daſs Pfahlroſt-Gründungen ſtets koſtſpielige Fundirungsmethoden ſind. Sie kommen um ſo theuerer zu ſtehen, je länger die Roſtpfähle ſind. Man iſt in letzterer Beziehung bis zu 20 m und mehr Pfahllänge gegangen; indeſs ſollte man 12, höchſtens 15 m nicht leicht überſteigen; bei gröſserer Fundirungs-Tiefe kommt in vielen Fällen die Gründung mit anderweitigen verſenkten Fundamenten billiger zu ſtehen[212]). Die Pfahlroſt-Fundirung ſtellt ſich dagegen in jenen Fällen am billigſten heraus, wo über dem tief anſtehenden, tragfähigen Sandboden eine mächtige, weiche Alluvial-, Moor- oder Darg-Schicht lagert, wie dies z. B. in den deutſchen und holländiſchen Nordſee-Marſchen vorkommt.

Roſte mit eingerammten Pfählen dürfen nicht angewendet werden, wenn durch die beim Einrammen der Pfähle erzeugten Erſchütterungen nahe ſtehende Gebäude, unterirdiſche Rohrleitungen etc. Schaden leiden könnten, ein Fall, der in unſeren Städten nicht ſelten vorkommt.

Die Pfahlroſt-Gründung wird wohl auch mit anderen Fundirungsmethoden vereint angewendet. Fig. 667 (S. 283) zeigt eine Pfeilergründung mit Pfahlroſt; in dieſem Falle ſind die Mauern des betreffenden Speichers auf einzelnen Pfeilern fundirt; zwiſchen letzteren ſind Erdbogen eingeſchaltet; Mauern und Pfeiler ruhen auf einem Pfahlroſt.

---

211) Für Brückenpfeiler in gröſseren Waſſertiefen kommt der gewöhnliche Pfahlroſt nur mehr ſehr ſelten zur Anwendung. Mittels Beton-Pfahlroſt ſind in neueſter Zeit die Pfeiler ſehr groſser Strombrücken fundirt worden. Roſtpfähle mit Beton-Schichten von 6 bis 8 m Mächtigkeit haben ſich vorzüglich bewährt.

212) Nach einer von *Funk* gemachten Zuſammenſtellung, welche ſich auf ca. 50 neuere Brücken-Fundirungen erſtreckt, ergeben ſich die durchſchnittlichen Koſten von 1 cbm Brückenpfeiler bis zum Niederwaſſerſtand bei Gründung auf Beton-Pfahlroſt zu 97, bei Gründung auf Senkbrunnen zu 71 Mark. — Bei 19 Pfeilern, welche in neuerer Zeit für 6 ſächſiſche Elb-Brücken ausgeführt worden ſind, ſtellten ſich die Koſten des Pfeilermauerwerkes bis zur Waſſerhöhe

	bei Pfahlroſt-Gründung:	bei Senkbrunnen-Gründung:
für 1 cbm	zwiſchen 105 u. 197 Mark;	zwiſchen 82 u. 125 Mark;
» 1 qm Sohlenfläche	zwiſchen 327 u. 480 Mark;	zwiſchen 254 u. 859 Mark;
» 1 qm des reinen Mauerwerkes	zwiſchen 447 u. 685 Mark;	zwiſchen 308 u. 1002 Mark.

Literatur

über »Pfahl-Gründungen«.

Neue Art der Pfahlgründung und Verankerung. Civiling. 1855, S. 124.

Van Ronzelen. Ueber die Anwendung von Schrägpfählen bei Fundamenten von Futtermauern. Zeitſchr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 462.

Beobachtungen über Pfahlgründungen durch Einſchrauben. Haarmann's Zeitſchr. f. Bauhdw. 1862, S. 162.

Fundirungen auf Pfahlroſt nach Compreſſion des Bodens. Zeitſchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. 1865, S. 276.

Eine Erfahrung bei Fundaments-Bauten in Treibſand. Zeitſchr. d. öſt. Ing.- u. Arch.-Ver. 1867, S. 41.

Bücking, H. Fundation einer Lokomotiv-Drehſcheibe auf dem Bahnhofe Bremen. Deutſche Bauz. 1878, S. 178.

Promenade pier, Aldborough, Suffolk. Engineer, Bd. 46, S. 182, 183.

Iron promenade pier, Skegness. Engineer, Bd. 49, S. 42, 44, 66, 72.

Pfeifer. Der Pfahlroſt des Gerichtsgebäudes in Braunſchweig und das Einſpülen von Pfählen. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 467.

---

2. Kapitel.

Senkbrunnen-Gründung.

452. Ueberſicht.

Die Gründung auf Senkbrunnen iſt grundſätzlich nichts Anderes, als die Gründung auf einzelnen Fundament-Pfeilern, wie ſolche in den Art. 394 bis 399 (S. 277 bis 281) vorgeführt wurde. Auch hier werden Pfeiler auf die tragfähige Bodenſchicht geſetzt und im oberen Theile durch geeignete Conſtructionen mit einander verbunden; auf der ſo gebildeten Subſtruction kann alsdann das Tagmauerwerk aufgeführt werden.

Der einzige Unterſchied zwiſchen der Pfeiler- und Brunnengründung liegt in der Art und Weiſe der Pfeilerherſtellung. Bei der früher beſchriebenen Pfeilergründung mußte die nicht tragfähige Bodenſchicht abgegraben werden, und es wurde auf der Sohle der ſo gebildeten Baugrube der Pfeiler maſſiv aufgemauert. Im vorliegenden Falle jedoch ſind die Fundament-Pfeiler durch die lockere Bodenſchicht hinabzuſenken und werden in Folge deſſen zunächſt hohl oder brunnenartig ausgeführt. Im Hohlraume des Pfeilers wird mittels Handarbeit oder mit Hilfe mechaniſcher Vorrichtungen unter dem Brunnenmantel allmählich das lockere Bodenmaterial entfernt und auf dieſe Weiſe der Brunnen zum Sinken gebracht. Iſt die Senkung bis auf die erforderliche Tiefe vollzogen, ſo wird der Brunnen mit geeignetem Material ausgefüllt und hierdurch in einen maſſiven Fundamentpfeiler verwandelt.

Die innige Verwandtſchaft zwiſchen der gewöhnlichen Pfeiler- und der Senkbrunnen-Gründung zeigt ſich auch in der Thatſache, daſs nicht ſelten bei einem und demſelben Gebäude ein Theil der Fundament-Pfeiler innerhalb ausgeſchachteter Baugruben maſſiv aufgemauert, ein anderer aber brunnenartig verſenkt wird; in der Regel iſt hierbei die Fundirungs-Tiefe und der geringere oder ſtärkere Waſſerandrang maſsgebend. — An der Bauſtelle der neuen Locomotiv-Reparatur-Werkſtätte auf dem Bahnhofe zu Genthin fand ſich eine nach Süden ausgehende Torfſchicht, welche an der nordöſtlichſten Ecke des Gebäudes am mächtigſten war und dort 6 m Tiefe beſaſs; die Werkſtätte wurde auf Pfeilern aufgeführt, welche durch Grundbogen verbunden waren; 16 Pfeiler konnten in gewöhnlicher Weiſe auf dem unter dem Torf anſtehenden Sande hergeſtellt werden; bei den übrigen 24 Pfeilern war die zu durchdringende Torfſchicht zu mächtig und der Waſſerzudrang zu ſtark, ſo daſs Brunnenpfeiler verſenkt wurden.

In Art. 397 (S. 280) wurde bereits geſagt, daſs unter gewöhnlichen Verhältniſſen Senkbrunnen, die wohl auch Fundament-Brunnen, Senkſchächte, Brunnenpfeiler etc. genannt werden, bei etwa 5 bis 6 m Tiefe billiger, als gewöhnliche Fundament-Pfeiler zu ſtehen kommen. Bei noch gröſserer Fundirungs-Tiefe verurſacht die Ausſchachtung, erforderlichen Falles auch die Zimmerung der Bau-

grube, ſo wie die Waſſerhaltung derſelben zu bedeutende Koſten. Die Verhältniſſe geſtalten ſich für die Brunnengründung noch günſtiger, wenn der Waſſerzudrang ein beſonders ſtarker oder die zu durchdringende, nicht tragfähige Bodenſchicht beſonders locker iſt, ſo daſs die Baugruben-Zimmerung ſehr kräftig ausgeführt werden müſſte.

Die Fundirung auf Senkbrunnen tritt auch nicht ſelten an die Stelle der Pfahlroſtgründung; es wird dies beſonders dann geſchehen, wenn ſehr leicht beweglicher Boden vorhanden iſt, worin die Pfähle keinen genügend ſicheren Halt bekommen. Allein auch in anderen Fällen wird man Senkbrunnen vorziehen, weil ſie häufig billiger ſind, als Pfahlroſte (vergl. die Koſtenangaben in der Fuſsnote 212, S. 317), weil man unabhängig von der Höhenlage des Waſſerſpiegels iſt und weil ſchädliche Erſchütterungen, die durch das Einrammen von Pfählen erzeugt werden, vermieden ſind.

Die Gründung auf Brunnenpfeilern iſt ſeit vielen Jahrhunderten im Orient, insbeſondere in Indien im Gebrauche. Ein arabiſcher Schriftſteller, der Aegypten im Jahre 1161 durchreiste, beſchreibt ſchon dieſe Fundirungsweiſe. Der Sand- und Thonboden Indiens iſt ſo beweglich, daſs Pfahlroſte ohne Wirkſamkeit ſind; auch iſt die Ramme für Indien eine zu complicirte Maſchine. Dagegen iſt die Brunnengründung für die dortigen Baugrundverhältniſſe und die Materialien, die zur Verfügung ſtehen, ganz geeignet. Dazu kommt eine Religion, welche die groſsen Ströme vergöttert, die Erbauung von Tempeln an ihren Ufern begünſtigt, und deren Ceremonien zum Theil im Fluſsbett ſelbſt gehalten werden; man war daher genöthigt, ein Mittel zu finden, um auf beweglichem Boden ſichere Fundamente zu errichten.

Die Hindus führen die Brunnengründungen ganz ähnlich aus, wie dies im Folgenden für unſere Fundirungen dieſer Art noch beſchrieben werden wird. Die Engländer haben das Gründungsverfahren der Indier beibehalten und bei den Eiſenbahnbauten daſelbſt vielfach in Anwendung gebracht [213]).

Nach *Gilly*'s Mittheilungen ſoll im Jahre 1798 in Berlin die erſte Brunnengründung, und zwar unabhängig vom indiſchen Verfahren, zur Ausführung gekommen ſein. Indeſs ſcheint es, daſs deren Anwendung erſt ſeit dem Jahre 1846, ſeit beim Bau des Stationsgebäudes der Berlin-Hamburger Eiſenbahn zu Berlin in gröſserem Maſsſtabe Gebrauch davon gemacht wurde, eine allgemeinere geworden iſt.

Die Fundament-Brunnen werden meiſtens, insbeſondere im Hochbauweſen, bis auf die tragfähige Bodenſchicht geſenkt; in ſehr ſeltenen Fällen wird die Senkung bloſs auf eine ſolche Tiefe bewirkt, daſs die Brunnenpfeiler im lockeren Boden nur vermöge der Reibung an den Aufsenwandungen die erforderliche Standfeſtigkeit erhalten.

Will man im letzteren Falle die Tiefe, bis zu welcher die Senkung auszuführen iſt, annähernd berechnen, ſo hat man das Bodenmaterial als zerflieſsbare Maſſe anzuſehen und den Brunnenpfeiler als ſchwimmenden Körper zu betrachten, aufserdem aber die Reibung zwiſchen Erdreich und Mauerwerk in Rechnung zu ziehen [214]).

Wenn irgend thunlich, trachte man die Brunnenpfeiler auf tragfähigen Baugrund zu ſetzen; es iſt dies hier im Allgemeinen von noch gröſserer Wichtigkeit, als bei maſſiv aufgeführten Fundament-Pfeilern, da eine Verbreiterung des Fundamentes, eine Abſteifung durch Erdbogen oder durch umgekehrte Gewölbe etc. ausgeſchloſſen iſt.

a) Anordnung und Conſtruction der Senkbrunnen.

453. Zahl und Vertheilung.

Die Zahl und Vertheilung der Senkbrunnen, auf welche ein Gebäude zu fundiren iſt, hängt vom Querſchnitt derſelben und von der Grundriſsanordnung des betreffenden Bauwerkes ab. Man legt zunächſt an jede Mauerecke, an jede Mauerdurchkreuzung und an jede ſonſtige Stelle, wo eine Mauer gegen die andere ſtöſst, einen Brunnen; alsdann werden auf Grundlage der Fenſter- und Thüreintheilung

213) Vergl.: Geſchichtliche Notiz über Fundirungen auf Röhren. Notizbl. d. Allg. Bauz. 1860, S. 450.

214) Siehe hierüber auch Art. 360 (S. 249).

Fig. 710. Anſicht.

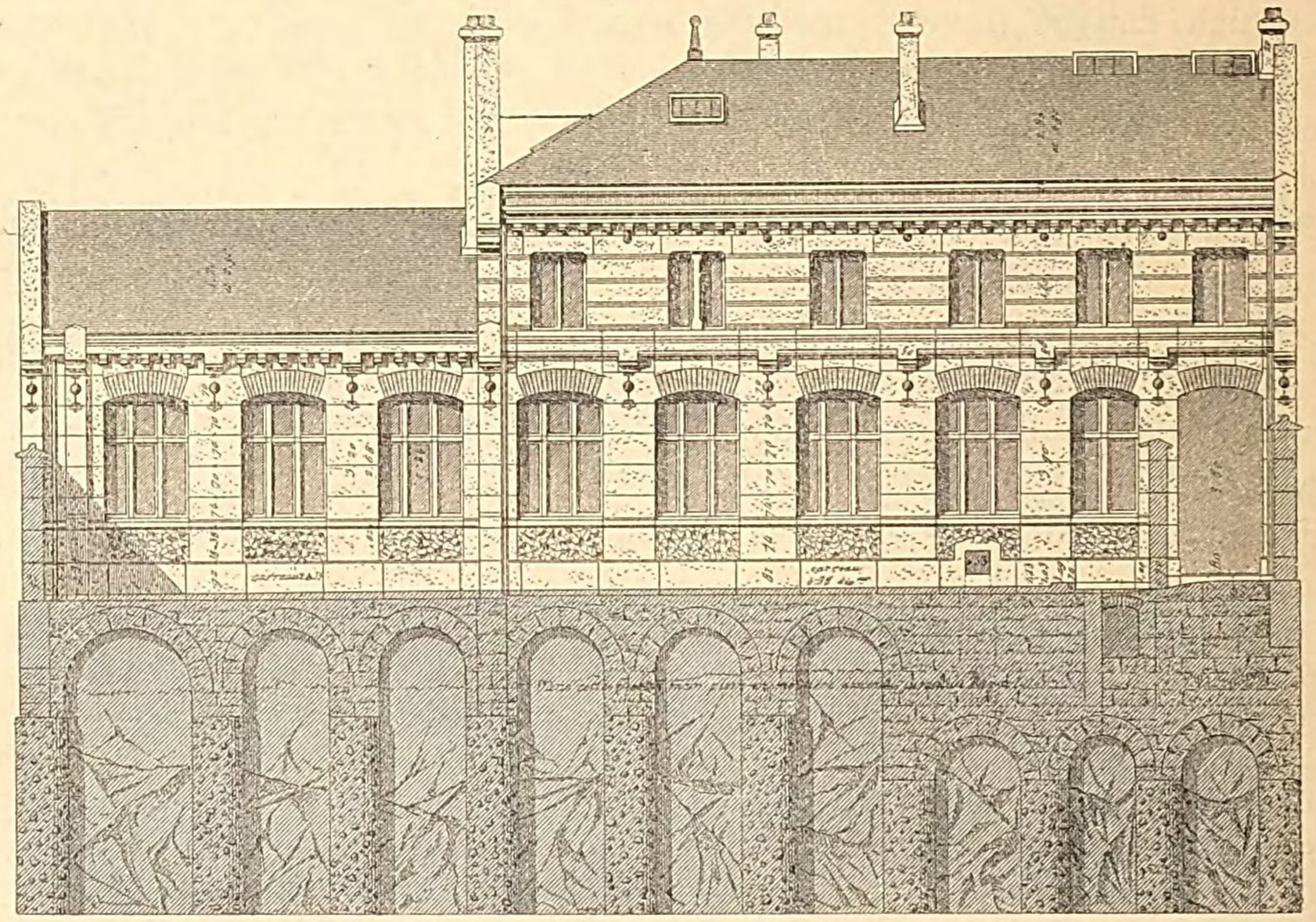
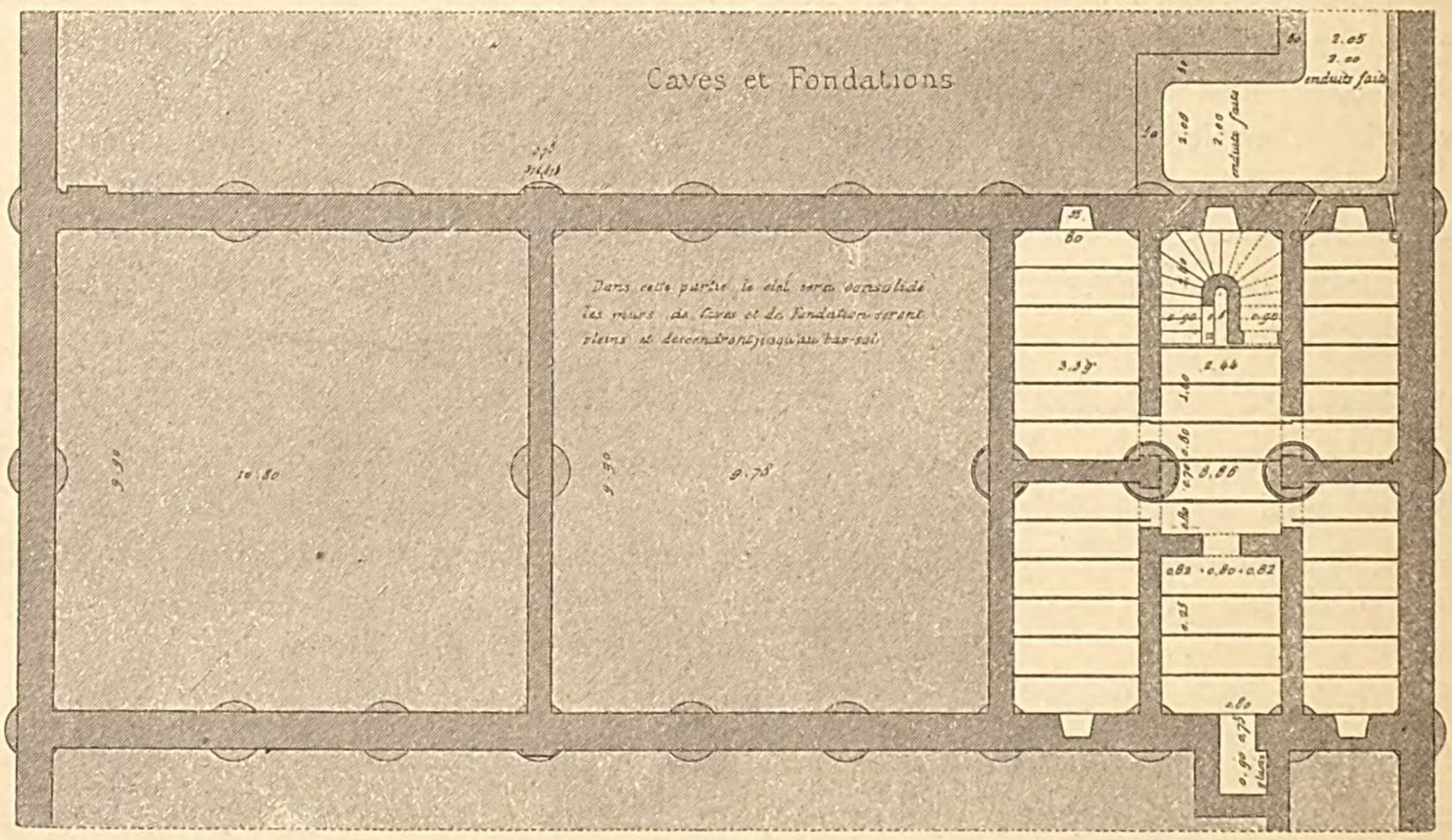


Fig. 711. Fundament-Plan.



Schulhäuſergruppe für Knaben in Paris, *rue Baudricourt* [215]). — 1/250 n. Gr.

weitere Zwiſchenbrunnen eingeſchaltet, wobei namentlich darauf zu ſehen iſt, daſs die Hauptfenſterſchäfte, ſo wie Conſtructionstheile, die eine beſonders ſtarke Belaſtung erfahren, auf einen Brunnen zu ſtehen kommen.

Fig. 710 u. 711 zeigen die Anordnung von Brunnenpfeilern für einen regelmäſsig geſtalteten Grundriſs; in Fig. 713 iſt der Fundament-Plan eines auf unregelmäſsig geformter Baufläche ausgeführten Doppelhauſes dargeſtellt.

454. Querſchnitt. In gleicher Weiſe, wie gewöhnliche Fundament-Pfeiler, müſſen auch die Brunnenpfeiler einen ſo groſsen wagrechten Querſchnitt erhalten, daſs ſie den vom darauf

215) Facſ.-Repr. nach: *Moniteur des arch.* 1875, Pl. 21.

ruhenden Baukörper ausgeübten Druck aufzunehmen und auf den Baugrund in geeigneter Weife zu übertragen im Stande find. Unter gewöhnlichen Verhältniffen ergiebt fich die Entfernung der Brunnen (von Mitte zu Mitte) mit 3 bis 4 m, ihr äufserer Durchmeffer mit 1,6 bis 2,0 m; nur bei fehr ungünftigen Druck- und Baugrundverhältniffen wird der Abftand zweier Brunnen kleiner als 3 m und der Durchmeffer derfelben gröfser als 2,25 m genommen. Stehen die Brunnen fehr nahe an einander und ift die Fundirungs-Tiefe keine grofse, fo wendet man wohl auch nur Brunnen von 1,5 m oder noch kleinerem Durchmeffer an.

Fig. 712. Hauptgefchofs.

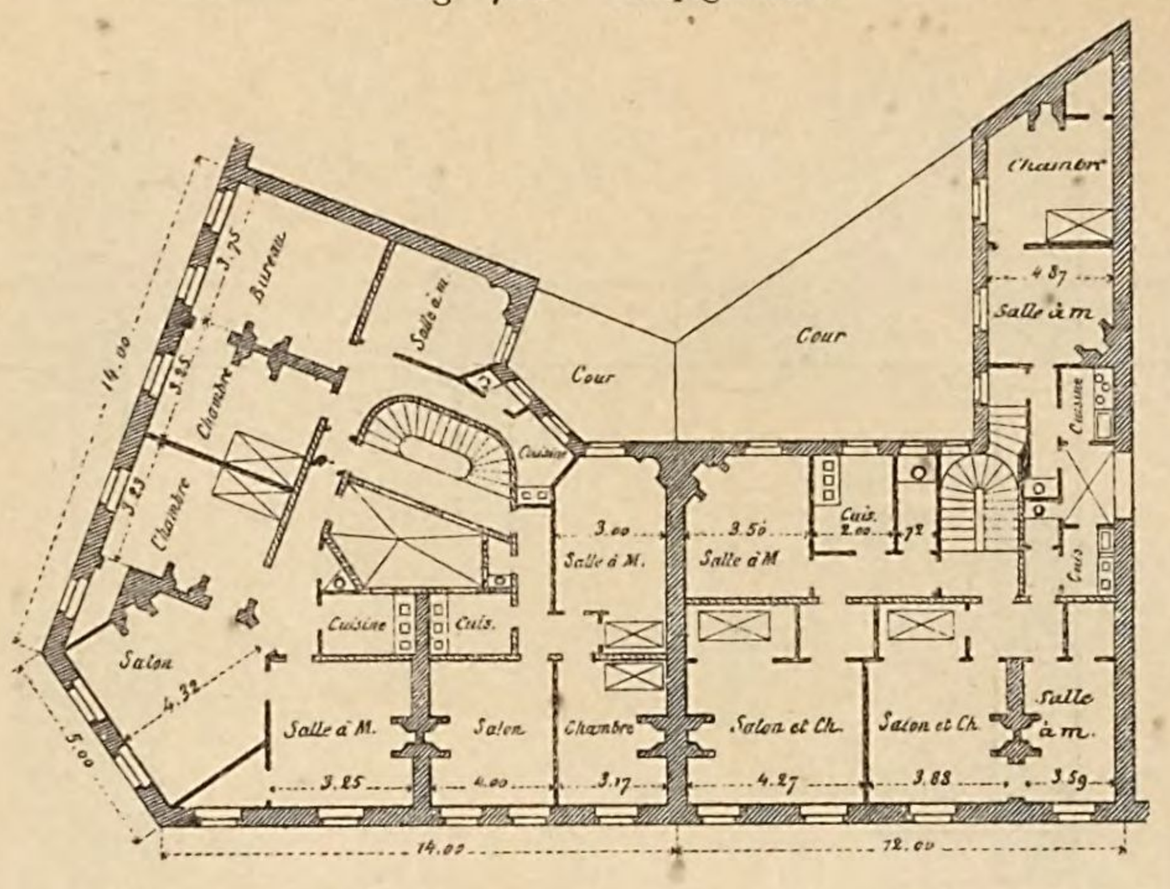
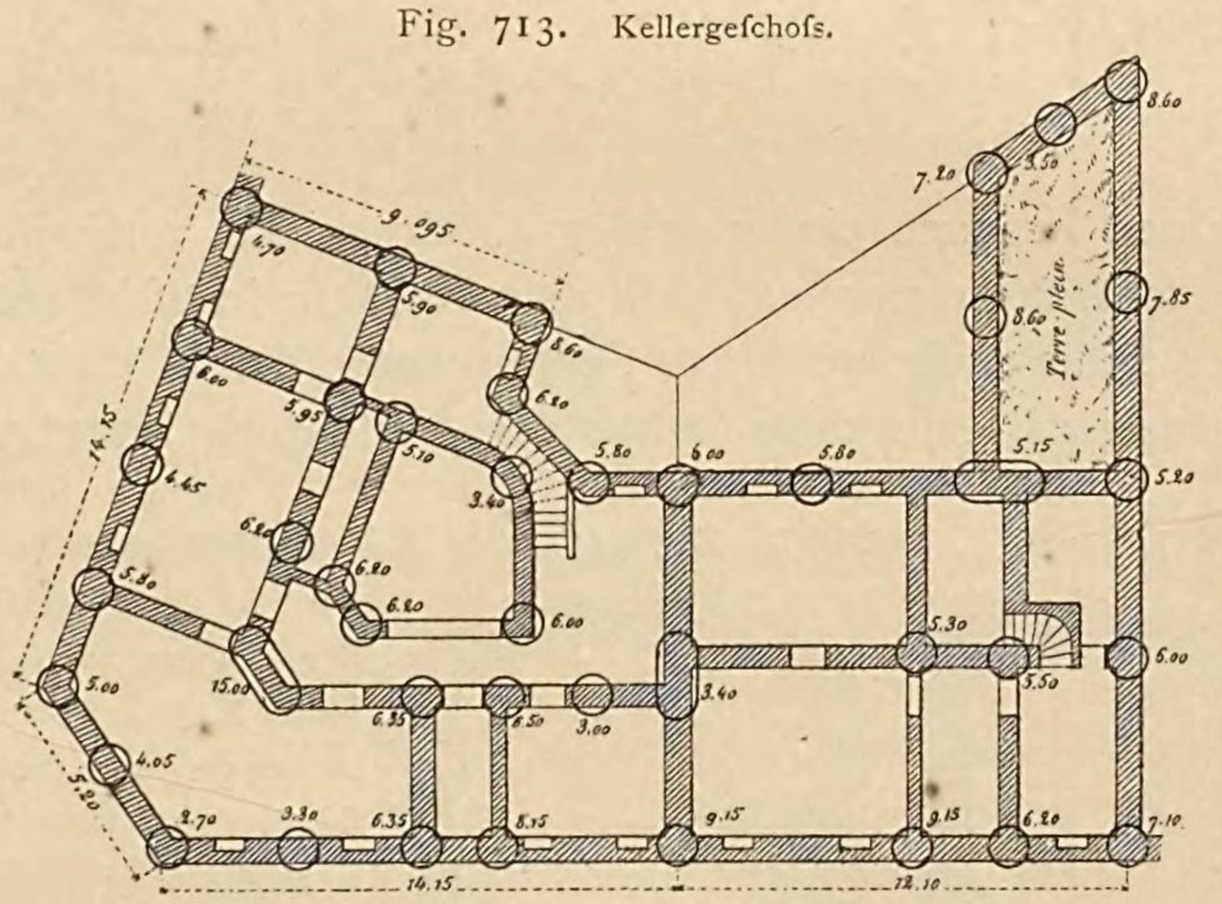


Fig. 713. Kellergefchofs.



Wohn- und Gefchäftshäufer in Paris, *rue Rochechouart*[216]).
1/500 n. Gr.

Die Tiefenmaffe für die Brunnenpfeiler find von der Kellerfohle an gerechnet.

Mit den Querfchnittsabmeffungen der Brunnenpfeiler unter ein gewiffes kleinftes Mafs herabzugehen, ift nicht ftatthaft, weil einerfeits die Dicke des auf die Brunnen zu fetzenden Mauerwerkes in diefer Beziehung eine Grenze fetzt; andererfeits mufs der lichte Durchmeffer des Brunnens fo grofs fein, dafs die zu deffen Senkung erforderlichen Handhabungen im Hohlraum deffelben vorgenommen werden können. Sollen die letzteren durch Menfchenhand bewirkt werden, fo ift ein lichter Durchmeffer von mindeftens 0,9 bis 1,0 m erforderlich.

455. Eckbrunnen.

An die Ecken der Gebäude legt man häufig etwas ftärkere Brunnenpfeiler. Wenn jedoch die Gebäudeecken befonders gefährdet find, wenn die unter diefelben gefetzten Brunnen von den Gurtbogen, welche fie mit den benachbarten Brunnen verbinden, oder von Gewölb-Conftructionen über den Fundamenten einen fehr ftarken Seitenfchub erfahren, und wenn der mit den Brunnen durchfahrene Boden leicht zur Seite ausweicht, fo werden die Eckbrunnen noch durch Hilfsbrunnen abgefteift. Man ordnet entweder in der Verlängerung beider die Ecke E (Fig. 714) bildenden Mauern je einen folchen Hilfsbrunnen A, B an, oder man fenkt in der Halbirungslinie des Winkels, den die beiden Mauern bei E (Fig. 715) bilden, einen einzigen Hilfsbrunnen C ab. Von diefen Hilfsbrunnen werden alsdann Strebebogen gegen den abzufteifenden Eckbrunnen E gelegt. Wenn erforderlich, werden auch eiferne Anker im oberen Theile der Brunnen oder zwifchen den Gurtbogen eingezogen.

456. Grundrifs.

Man giebt bei Hochbauten den Senkbrunnen in der Regel einen kreisförmigen Querfchnitt; es ift dies mit Rückficht auf die Senkung und den während derfelben

216) Facf.-Repr. nach: *Nouv. annales de la conft.* 1871, Pl. 39.

Fig. 714.

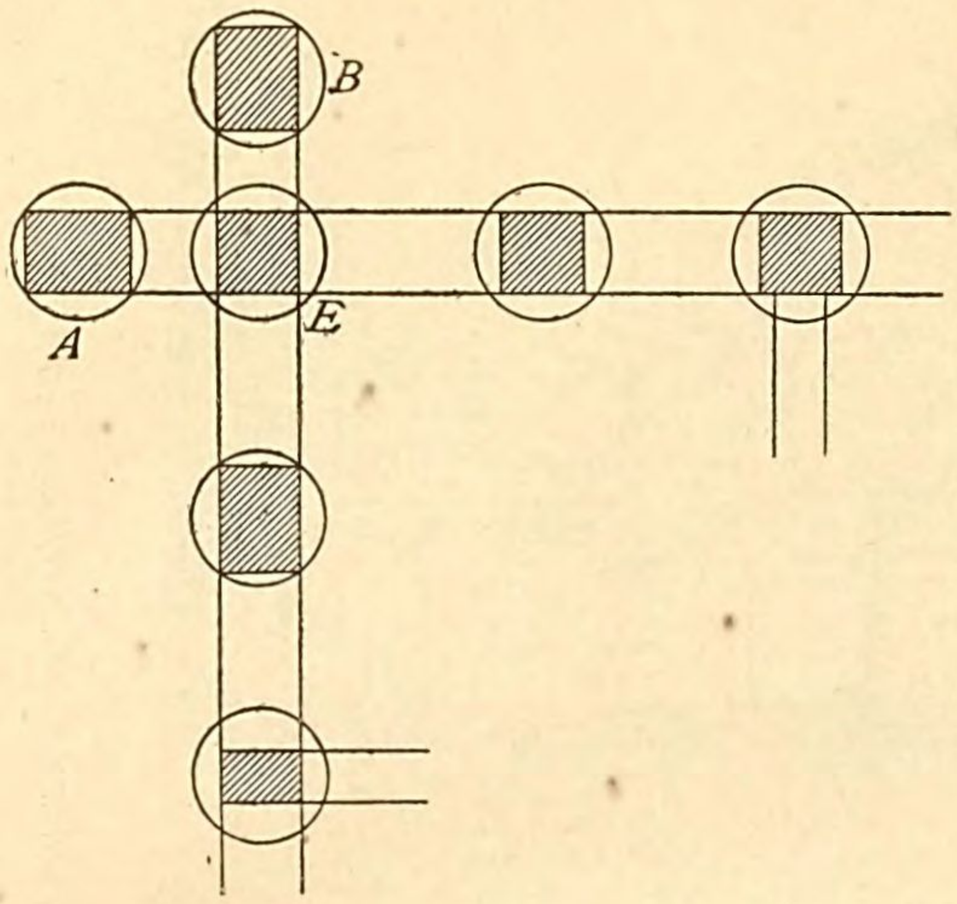
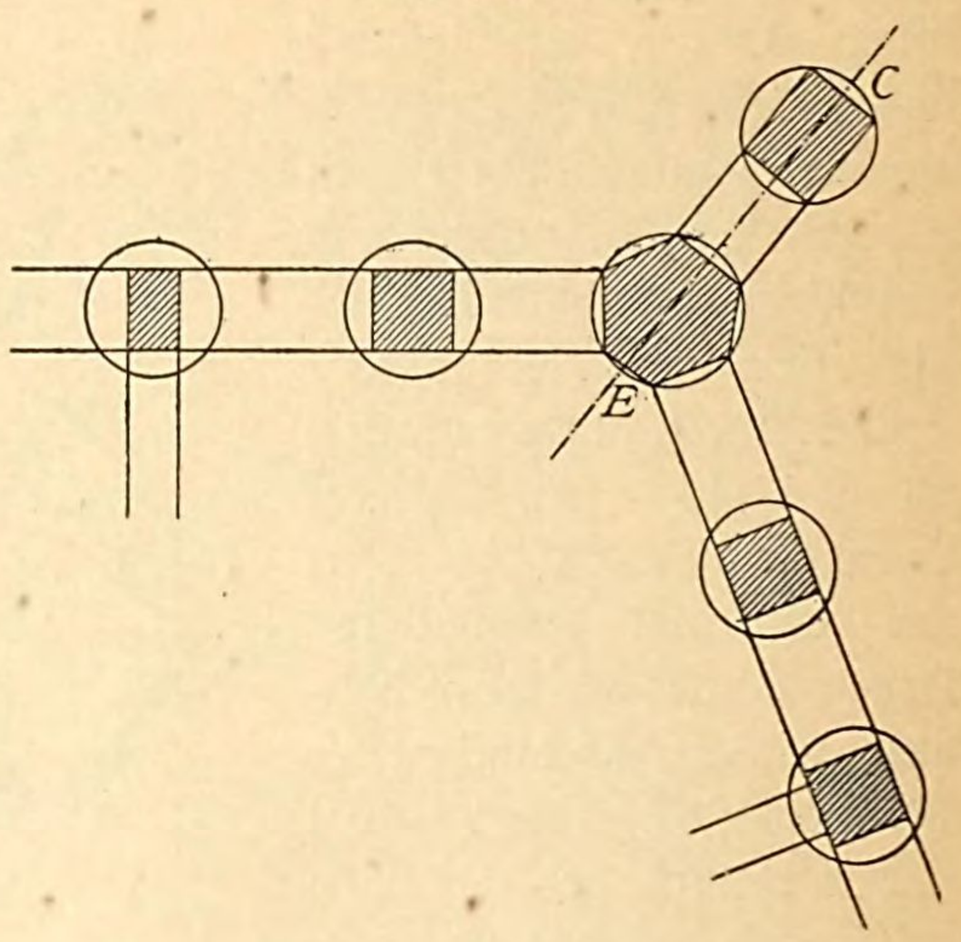


Fig. 715.



1/200 n. Gr.

auf den Brunnen einwirkenden Erddruck die vortheilhafteſte Grundriſsform. Indeſs iſt nicht ausgeſchloſſen, daſs man auch quadratiſch, rechteckig, oval (vergl. Fig. 713) oder anderweitig geſtaltete Senkbrunnen, ſobald dies die örtlichen Verhältniſſe wünſchenswerth erſcheinen laſſen, zur Ausführung bringt.

Fig. 716.

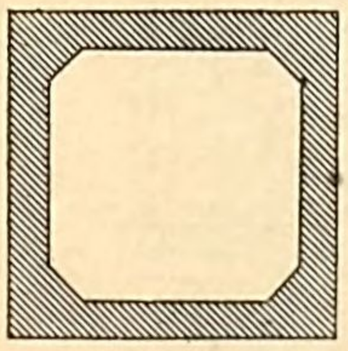
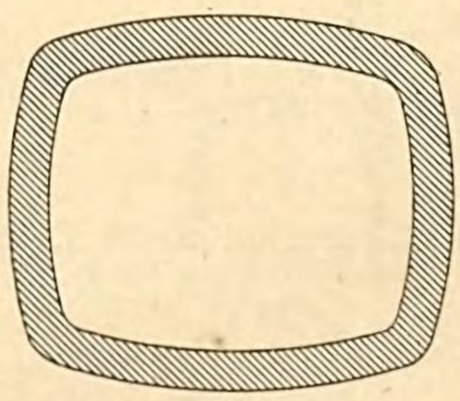


Fig. 717.



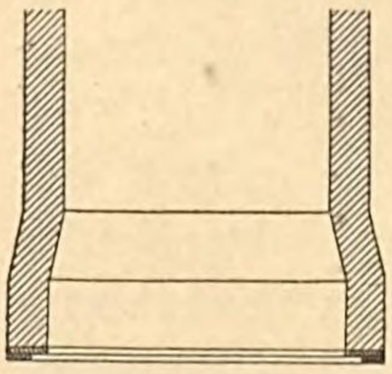
1/100 n. Gr.

Wenn es ſich um die Fundirung kleinerer Bauwerke, wie Gedächtniſsſäulen, ſonſtiger Denkmäler etc. handelt, wird in der Regel nur ein einziger Brunnen angewendet, der alsdann auch gröſsere Querſchnitts-Abmeſſungen erhält. Man hat Brunnen von 4 bis 6 m und darüber Durchmeſſer geſenkt; die Grundriſsgeſtalt ſolcher Brunnen hängt ſelbſtredend von der Grundform des betreffenden Bauwerkes ab.

Bei rechteckig geſtalteten Brunnen empfiehlt es ſich, die Ecken beſonders feſt zu conſtruiren, da ſie beim Senken am meiſten leiden. Ein guter Verband und eine ſchräge Ausmauerung nach Art der Fig. 716 entſpricht dem beabſichtigten Zwecke.

Hat ein gröſserer rechteckiger Brunnen eine geringe Mantelſtärke und iſt ſtärkerer Erddruck, bezw. Waſſerdruck zu erwarten, ſo kann man auch nach Art der Fig. 717 die Brunnenwandungen nach auſsen zu convex geſtalten und die Ecken entſprechend abrunden.

Fig. 718.



1/100 n. Gr.

Um beim Senken der Brunnen die Reibung im Erdreich zu vermindern, iſt zu empfehlen, den Durchmeſſer der Brunnen nach oben zu etwas abnehmen zu laſſen. Es geſchieht dies dadurch, daſs man entweder in einer Höhe von 0,5 bis 1,0 m über dem Brunnenkranz den Brunnenkörper etwas einzieht (nach Art von Fig. 718), oder daſs man die Brunnen in ihrer ganzen Höhe ſchwach coniſch (Verjüngungsverhältniſs im Mittel 1 : 25) geſtaltet.

457. Brunnenkranz.

Das Brunnenmauerwerk wird auf den ſog. Brunnenkranz oder Schling aufgeſetzt; derſelbe bildet eine Art liegenden Roſtes, welcher zugleich den Zweck zu erfüllen hat, dem Mauerwerk während des Senkens einen feſten Zuſammenhang zu

Fig. 719.

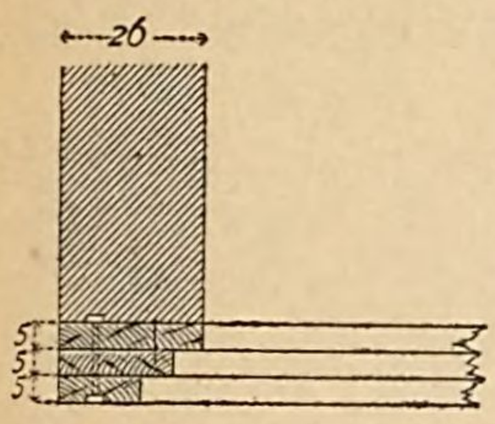


Fig. 720.

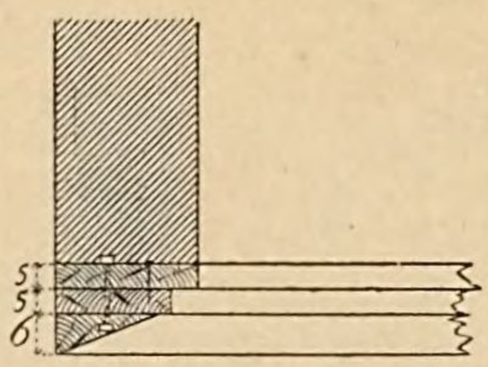


Fig. 721.

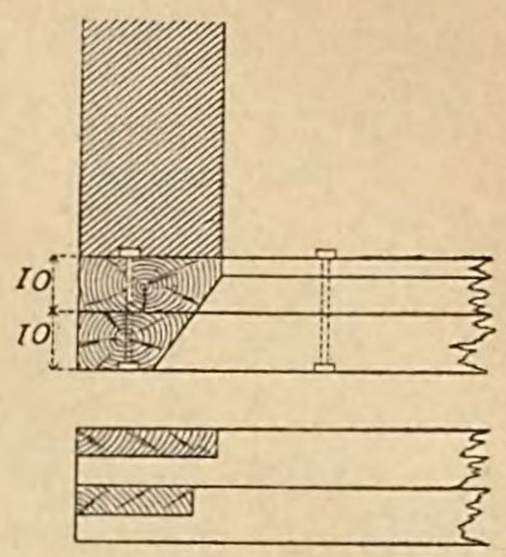


Fig. 722.

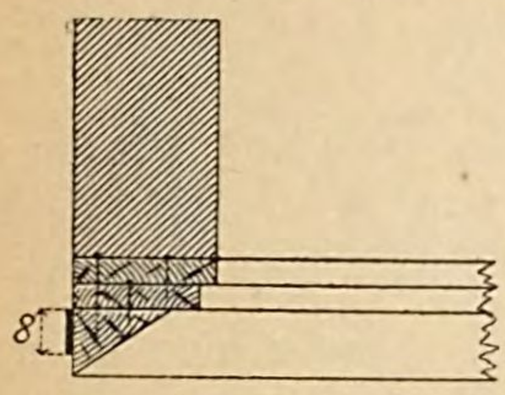
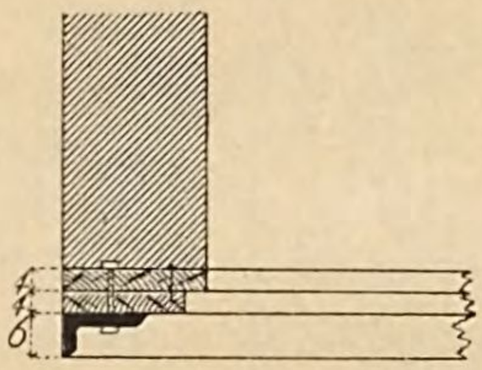
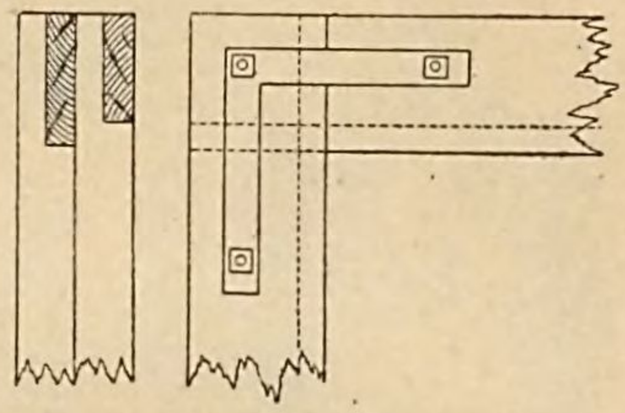


Fig. 723.





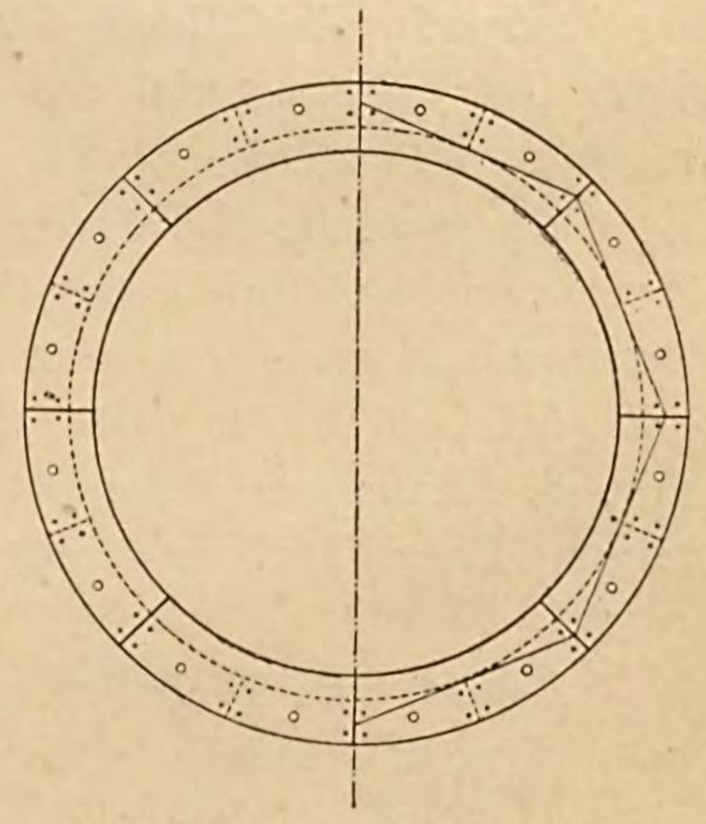
Brunnenkränze. — 1/25 n. Gr.

geben. Damit beim Senken der Schling leicht in den Boden eindringe, erhält er einen keilförmigen Querſchnitt (Fig. 719 u. 721); ſoll das Eindringen deſſelben beſonders erleichtert werden, ſo wird ſeine Unterkante als Schneide (Fig. 720 u. 722) ausgebildet.

Als Material für die Brunnenkränze wird der Hauptſache nach Holz verwendet; bisweilen tritt eine Eiſenverſtärkung hinzu. Ganz aus Eiſen hergeſtellte Schlinge kommen im Hochbauweſen kaum zur Anwendung.

Die Brunnenkränze beſtehen meiſt aus 2 bis 3 Lagen 4 bis 5 cm ſtarker Bohlen, die mit einander verbolzt und vernagelt werden. Um ein keilförmiges Profil zu erzielen, nehmen die Bohlenlagen nach unten an Breite ab (Fig. 719 u. 720); bisweilen iſt die unterſte Lage dreikantig zugeſchnitten (Fig. 720). Die Stöſse der einzelnen Bohlenſtücke ſind in den zwei oder drei Lagen gegen einander verſetzt, ſo daſs in eine lothrechte Ebene nur eine Stoſsfuge zu liegen kommt (Fig. 724 u. 725). Die unterſte, kantig zugeſchnittene Bohlenlage erfährt beim Senken den ſtärkſten Angriff; ſie wird deſshalb in manchen Fällen, namentlich wenn man befürchtet, daſs man auf ſteinigen Boden ſtoſsen wird, mit einem eiſernen Reifen zuſammengehalten und verſtärkt (Fig. 722); man hat ſie wohl auch durch ein entſprechend gekrümmtes Winkeleiſen (am beſten ungleichſchenklich mit 40 × 80 oder 50 × 75 mm Schenkellängen) erſetzt (Fig. 723).

Fig. 724. Fig. 725.



Brunnenkranz. — 1/50 n. Gr.

Seltener werden Brunnenkränze aus 2 Lagen ſtärkerer Verbandhölzer (8 bis 10 cm dick) zuſammengeſetzt (Fig. 721).

458. Brunnenmantel.

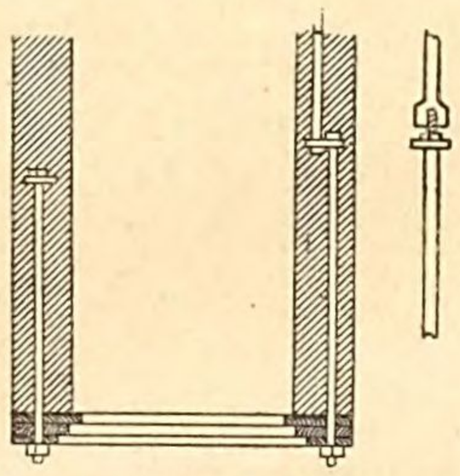
Für den Brunnenmantel bilden gute und ſcharf gebrannte Klinker, ſo wie guter Cementmörtel die geeignetſten Materialien. Traſsmörtel im vorliegenden Falle zu verwenden, iſt nicht zu empfehlen, da derſelbe zu langſam erhärtet. Für die

im Hochbauweſen üblichen Brunnendurchmeſſer genügt eine Wanddicke von 1 Stein; nur bei ungewöhnlichen Abmeſſungen und bei ſehr ungünſtigen Bodenverhältniſſen wendet man gröſsere Stärken an.

Das Füllmauerwerk der Brunnen, bezw. der dieſelben ausfüllende Beton kommt nur um Weniges billiger zu ſtehen, als das Mantelmauerwerk; weiters ſinkt ein Brunnen von gröſserer Wandſtärke beſſer, als einer von geringerer. Deſshalb ſollte man in der Bemeſſung der fraglichen Manteldicke nicht zu ſparſam ſein; maſsgebend iſt in dieſer Beziehung nur noch, daſs man den Innenraum des Brunnens mit Rückſicht auf die darin vorzunehmenden Arbeiten nicht zu ſehr einengen darf. (Siehe hierüber auch Art. 454, S. 321.)

Anſtatt der Ziegel kann man auch Hauſteine, beſonders in den höheren Schichten, verwenden. Auch Beton-Brunnen ſind wiederholt ausgeführt worden, ſo z. B. bei den in Fig. 712 u. 713 dargeſtellten Wohn- und Geſchäftshäuſern in Paris.

Fig. 726.



Brunnen-Verankerung.
1/100 n. Gr.

Die Aufsenflächen des Brunnenmauerwerkes müſſen thunlichſt glatt geputzt werden, damit die Reibung im Erdreich möglichſt gering wird. Groſse Brunnen werden aus gleichem Grunde mit einem Blechmantel umgeben. Glaubt man beim Senken auf Schwierigkeiten zu ſtoſsen, ſo kann man, vom Schling ausgehend, Streichbretter anbringen, zwiſchen denen der Brunnen ausgeführt wird. Oder man verſtärkt den Brunnenkranz durch einen 1 bis 2 m hohen, faſsartigen Aufſatz aus lothrechten Brettern, die durch Eiſenringe und Nagelung mit einander verbunden ſind.

459. Verankerung.

Haben die vorher vorgenommenen Bodenunterſuchungen ergeben, daſs man nicht mit genügender Sicherheit auf ein vollſtändig gleichförmiges Sinken des Brunnens zählen darf, ſo muſs man denſelben durch Verankerung gegen das Zerreiſsen ſchützen. Zu dieſem Zwecke läſst man vom Brunnenkranz aus feſte, lange Eiſenanker durchgehen und verlegt in angemeſſener Höhe einen zweiten, jedoch ſchwächeren Kranz, über welchem die Ankerbolzen verſchraubt werden; ſtatt des zweiten Kranzes können auch gröſsere eiſerne Scheiben verlegt werden. In gleicher Weiſe kann die Verankerung noch weiter nach oben fortgeſetzt werden (Fig. 726).

460. Ausfüllung.

Für die Ausfüllung der in entſprechende Tiefe abgeſenkten Brunnen kann jedes gute Steinmaterial und jeder gute hydrauliſche Mörtel, namentlich auch Traſsmörtel, mit Vortheil benutzt werden.

Die unterſte Füllſchicht beſteht in der Regel aus Beton; dieſelbe hat den Zweck, dem Auftrieb des Waſſers entgegenzuwirken und das Ausſchöpfen des Brunnen-Innenraumes zu ermöglichen. Die geringſte Mächtigkeit dieſer Beton-Schicht läſst ſich auf die in Art. 366 (S. 257) u. 408 (S. 286) angegebene Weiſe ermitteln. Kann der Beton 15 bis 20 Tage ſtehen bleiben, ſo kann zu ſeiner Bereitung Traſsmörtel verwendet werden; ſonſt benutze man raſch erhärtenden Cementmörtel.

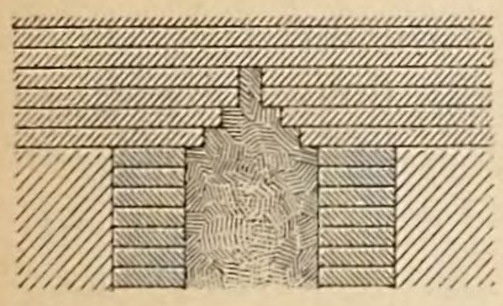
Ueber der ſo gebildeten Sohlſchicht beſteht die Ausfüllung aus Bruchſtein- oder Ziegelmauerwerk oder auch aus Beton. Eine Ausmauerung erfordert unter allen Umſtänden, daſs der Brunnen-Innenraum waſſerfrei gemacht werde; bei einer Ausbetonirung iſt dies nicht unbedingt nothwendig (vergl. das in Art. 410, S. 291 über die Herſtellung von Beton-Fundamenten Geſagte). Ob man das eine oder das andere Material wählen ſoll, iſt lediglich eine Koſtenfrage. Im Allgemeinen und unter gewöhnlichen Verhältniſſen iſt zwar der Beton theuerer, als Mauerwerk; allein

letzteres kommt im vorliegenden Falle höher zu ſtehen, da das Mauern und das Hinabſchaffen der Materialien in dem engen Brunnen-Innenraume koſtſpielig wird.

461. Grundbogen.

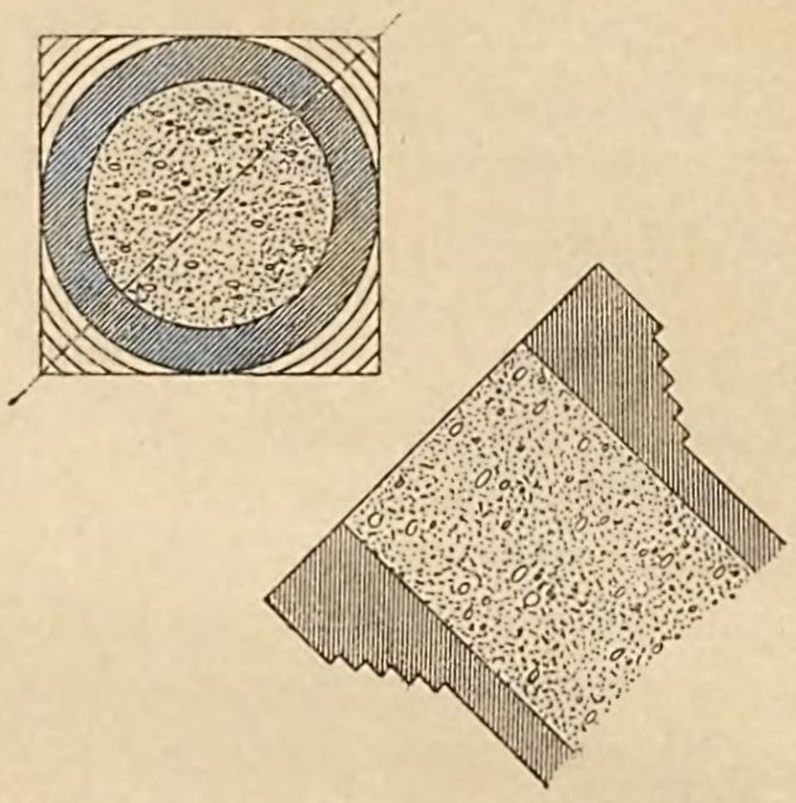
Die Vereinigung der Brunnenpfeiler durch Grundbogen geſchieht in gleicher Weiſe, wie bei gewöhnlichen Fundament-Pfeilern (vergl. Art. 394, S. 277). Im vorliegenden Falle werden faſt ausſchlieſslich halbkreisförmige Gurtbogen zur Ausführung gebracht, da die erforderliche Conſtructionshöhe wohl ſtets vorhanden iſt und weil derlei Bogen einen geringen Horizontalſchub ausüben. Um für die etwa 2 Stein ſtarken Grundbogen ein geſichertes Widerlager zu haben, wird es bisweilen nothwendig, die kreisrunde Grundriſsform in die quadratiſche zu überführen; es geſchieht dies durch Auskragung der oberen Steinſcharen nach Art der Fig. 728.

Fig. 727.



1/25 n. Gr.

Fig. 728.



1/100 n. Gr.

Stehen die Brunnen ſehr nahe an einander, ſo kann man ſtatt der Grundbogen Steinplatten anwenden, die von Brunnen zu Brunnen gelegt werden; auch kann man durch entſprechende Auskragung einiger Steinſcharen eine derartige Conſtruction ermöglichen (Fig. 727).

b) Ausführung der Brunnenpfeiler.

462. Anfangsarbeiten.

Soll ein Brunnenpfeiler geſenkt werden, ſo beginnt man in der Regel damit, die lockere Bodenſchicht ſo tief abzugraben, als ſich dies mit Rückſicht auf die Koſten empfiehlt. Keinesfalls wird man mit dieſer Ausſchachtung unter den Grundwaſſerſpiegel gehen; ſonſt wird für die Tiefe der Baugrube namentlich die Beſchaffenheit der zu Tage liegenden Bodenſchicht maſsgebend ſein. Iſt die letztere ſehr locker, ſo müſſen die Wandungen der Baugrube ſehr flach gehalten oder abgezimmert werden; beides erhöht die Herſtellungskoſten. Die Sohle der Baugrube wird unter allen Umſtänden wagrecht abgeebnet.

In Folge örtlicher Verhältniſſe kann man veranlaſſt werden, von der Herſtellung einer Baugrube ganz abzuſehen und mit der Senkarbeit unmittelbar an der Erdoberfläche zu beginnen. Hat die Bauſtelle eine geneigte Lage, ſo gräbt man den Boden entweder ſo weit ab, bis man eine wagrechte Fläche von genügender Ausdehnung hat, oder man ſchüttet ſo viel Material auf, bis man ein gleiches Ergebniſs erzielt hat.

Iſt die Bauſtelle in entſprechender Weiſe vorbereitet, ſo wird der Brunnenkranz verlegt und die Mauerung des Brunnenmantels auf ſolche Höhe vorgenommen, als dies einerſeits noch bequem genug und ohne koſtſpielige Gerüſte geſchehen kann und andererſeits das für das Senken erforderliche Gewicht es wünſchenswerth erſcheinen läſſt.

463. Senkung.

Nunmehr kann die eigentliche Senkarbeit beginnen. Dieſelbe beſteht darin, daſs man im Innenraum des Brunnens das Bodenmaterial trichterförmig ausgräbt, bezw. in anderer Weiſe löst, und daſs durch die Laſt des Brunnens dasjenige Erdreich in die hergeſtellte Grube nachfällt, auf dem der Brunnenmantel ſteht; hierbei wird die Brunnenmauerung oben im gleichen Maſse erhöht, als der Brunnen in den

Boden einſinkt. Je gleichmäſsiger der Boden gelöst wird, deſto gleichförmiger ſinkt der Brunnen. Man vermeide, ſo weit als irgend möglich, ein plötzliches oder ſtoſsweiſes Sinken, weil dies ein Reiſsen des Brunnenmauerwerkes, ein Schiefſtellen des Brunnens und ſonſtige Miſsſtände herbeiführen kann. In Folge deſſen wird es ſich empfehlen, die Löſung des Bodens mit groſser Vorſicht vorzunehmen und nicht zu groſse Maſſen deſſelben auf einmal hervorzuholen.

Tritt ungeachtet aller Vorſicht ein Schiefſtellen des Brunnens ein, ſo muſs ſchleunigſt an der der gröſseren Senkung entgegengeſetzten Seite das Bodenmaterial entfernt werden, damit der Brunnen an dieſer Stelle nachſinkt und ſich wieder gerade richtet.

464. Belaſtung. Anfangs ſinkt der Brunnen nur in Folge ſeines Eigengewichtes ein. Indeſs erreicht man bald einen Zuſtand, wobei der Brunnen nicht mehr ſinkt, obwohl die Löſung und Beſeitigung des Bodens in genügender Weiſe vorgeſchritten iſt. Es entſtehen hohle Räume unter dem Brunnenkranz, und man darf die Löſearbeit nicht weiter fortſetzen, weil ſonſt ein plötzliches Sinken oder gar ein Abreiſsen des Brunnenmauerwerkes eintreten könnte.

Das weitere Sinken des Brunnens muſs durch künſtliche Belaſtung deſſelben geſchehen. Man bringt auf das Brunnenmauerwerk oder auf quer darüber gelegte Bohlen ſchwere Gegenſtände, wie groſse Steine, Eiſenſchienen, Bleibarren, wohl auch Backſteine, die ſpäter vermauert werden ſollen, oder Tonnen, in die man das gelöste Bodenmaterial ſchüttet, Arbeitsgerüſte etc.

465. Löſung des Bodens. Die Löſung des Bodens kann entweder durch Ausgrabung deſſelben im Trockenen oder unter Waſſer geſchehen. Im erſteren Falle wird die Grabearbeit durch Menſchenhand unter ſteter Waſſerhaltung vorgenommen; im letzteren Falle ſind mechaniſche Vorrichtungen für die Löſearbeit erforderlich, die meiſt gleichfalls durch Menſchen gehandhabt werden, für welche aber auch andere Motoren Verwendung finden können.

466. Handarbeit. Das unmittelbare Ausgraben des Bodens durch Arbeiter im waſſerfrei gehaltenen Brunnen-Innenraume iſt im Allgemeinen jeder anderen Senkmethode vorzuziehen, da man den Verlauf der Senkarbeit, die Beſchaffenheit des zu löſenden Bodens etc. ſcharf überwachen kann. Die Emporſchaffung des ausgegrabenen Erdreiches geſchieht entweder durch Schaufelwurf, bei gröſserer Tiefe mit Hilfe von Zwiſchengerüſten, oder durch Eimer, die mittels Winden auf- und abgewunden werden.

Der Hauptnachtheil dieſes Verfahrens iſt in den bedeutenden Koſten der Waſſerhaltung zu ſuchen; bei ſehr loſem Boden, bei ſtarkem Waſſerzudrang kann dieſelbe entweder gar nicht oder nur mit vielen Schwierigkeiten durchführbar ſein. Bei groſser Waſſertiefe iſt auch ein Eindrücken des Brunnenmauerwerkes durch den äuſseren Waſſerdruck zu befürchten. Häufig tritt in Folge deſſen an die Stelle unmittelbarer Ausgrabung des Bodens die Löſung mittels beſonderer Grabevorrichtungen (Excavations-Apparate) ohne Waſſerhaltung. Nachſtehend ſollen die wichtigeren derſelben namhaft gemacht werden.

Es iſt wohl auch verſucht worden, die Löſung des Bodens unter Waſſer durch Taucher bewirken zu laſſen; die Ergebniſſe dieſes Verfahrens waren indeſs nicht ſo günſtig, daſs es eine weitere Verbreitung gefunden hätte. Nur zum Beſeitigen einzelner Hinderniſſe, für gewiſſe unter Waſſer vorzunehmende Nebenarbeiten etc. werden Taucher verwendet.

In Indien bedient man ſich von Alters her bei Grundbauten eines Werkzeuges, das eine Schaufel mit kurzem Stiel bildet und *Tham* genannt wird. Ein Taucher ſteigt mit dieſer Schaufel in den Brunnen

hinab, lockert auf der Sohle deſſelben den Boden mittels feines Werkzeuges auf, füllt es mit dem gelösten Material und läſſt ſich mit der gefüllten Schaufel emporziehen. Derlei Taucher ſind ſehr geſchickt und können etwa 1 Minute unter Waſſer bleiben.

467. Baggerarbeit.

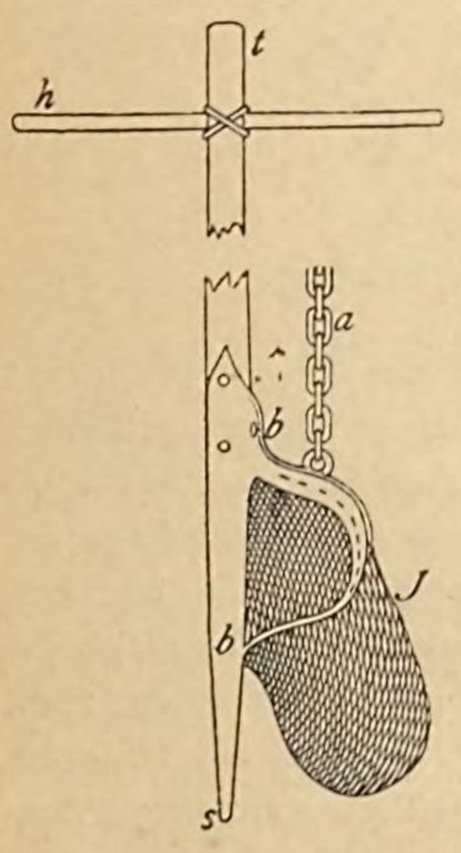
1) Bagger ſind diejenigen Grabevorrichtungen, die im Hochbauweſen bislang am meiſten zur Anwendung gekommen ſind. Insbeſondere ſind es die durch Arbeiter zu handhabenden Stielbagger, welche den anderen Vorrichtungen vorgezogen werden. Bei dieſen iſt das Baggergefäſs an einem langen Stiele befeſtigt, der weit genug nach oben reicht, um ihn dort handhaben zu können.

Für ſandigen und für ſchlammigen Boden eignet ſich der Sackbagger oder Sackbohrer am beſten (Fig. 729 u. 730).

Bei dieſem beſteht das Baggergefäſs aus einem Sack $\mathcal{J}$ von Leder oder Leinen, der an einem Bügel $b\,b$ befeſtigt iſt, deſſen äuſserer Rand als Schneide ausgebildet iſt. Bügel und Sack ſind am unteren Theile des Baggerſtieles $s\,t$ angebracht; letzterer läuft daſelbſt in einen vortretenden eiſernen Dorn s aus, der von oben in den Boden gedrückt wird und den Stützpunkt bildet, um welchen Bügel und Sack gedreht werden. Zu dieſem Zwecke iſt am oberen Ende des Stieles ein zweiarmiger, etwa 90 cm langer Hebel h angebracht, den man mit der Hand (im Sinne der Bügelſchneide) drehen kann. Bei dieſer Drehung löst die ſchneidige Kante des Bügels eine Partie des Bodenmaterials, welche in den Sack fällt. Um den gefüllten, etwa 0,03 cbm faſſenden Sack heben zu können, iſt am Bügel oder am unteren Theil des Stieles ein Seil a befeſtigt, welches über eine Rolle läuft und meiſt auf eine Welle aufgewunden wird (vergl. Fig. 730). Die Arbeiter, welche den Sackbohrer handhaben, ſtehen auf einem leichten Gerüſte, welches auf dem Brunnenmantel aufruht.

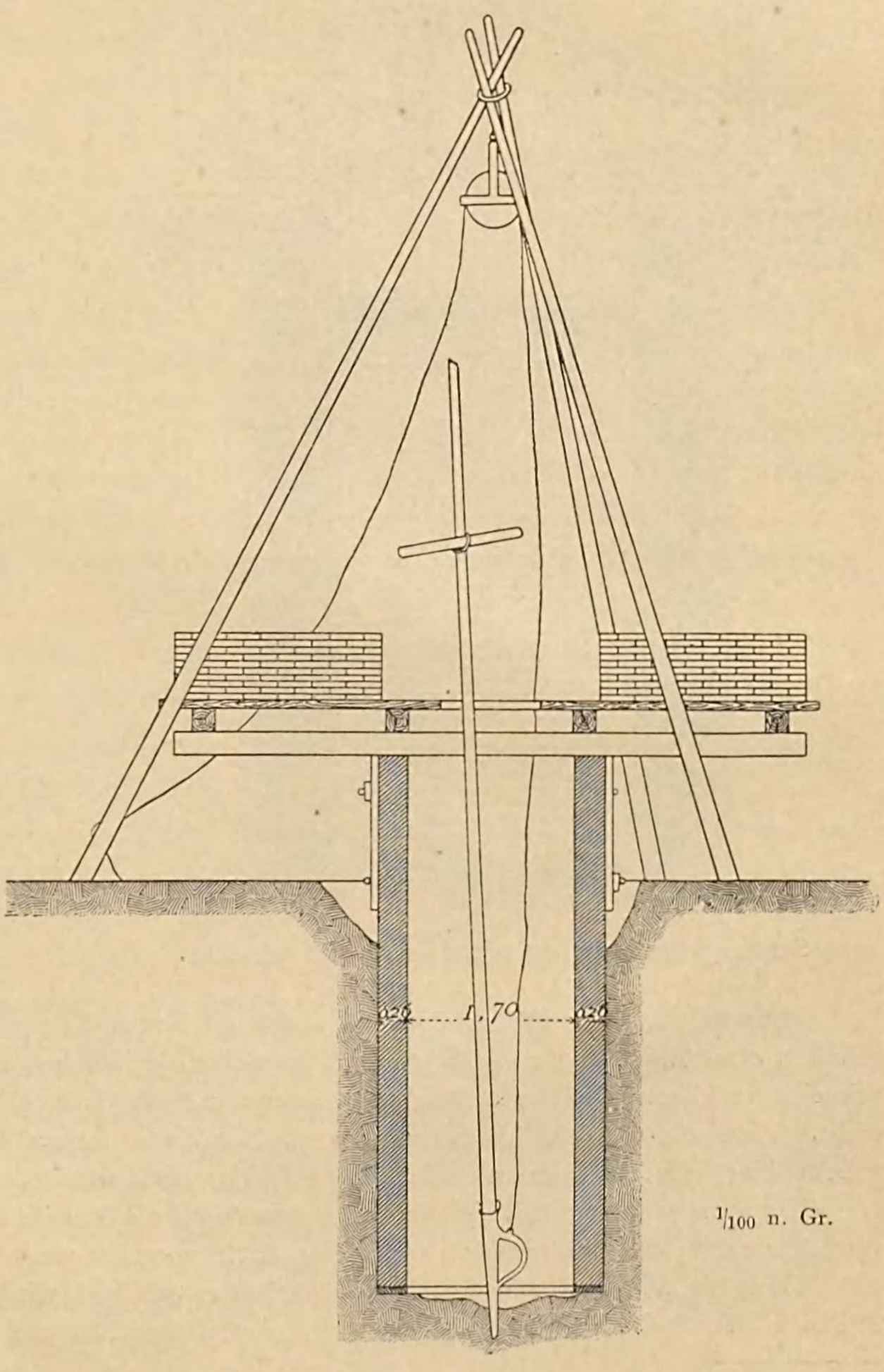
Bei Senkbrunnen von gröſserer Weite hat man dem Sackbagger mitunter eine etwas andere Einrichtung gegeben, die unter dem Namen Drehbagger bekannt geworden iſt. Sack und Bügel werden dabei

Fig. 729.



Sackbohrer.

Fig. 730.



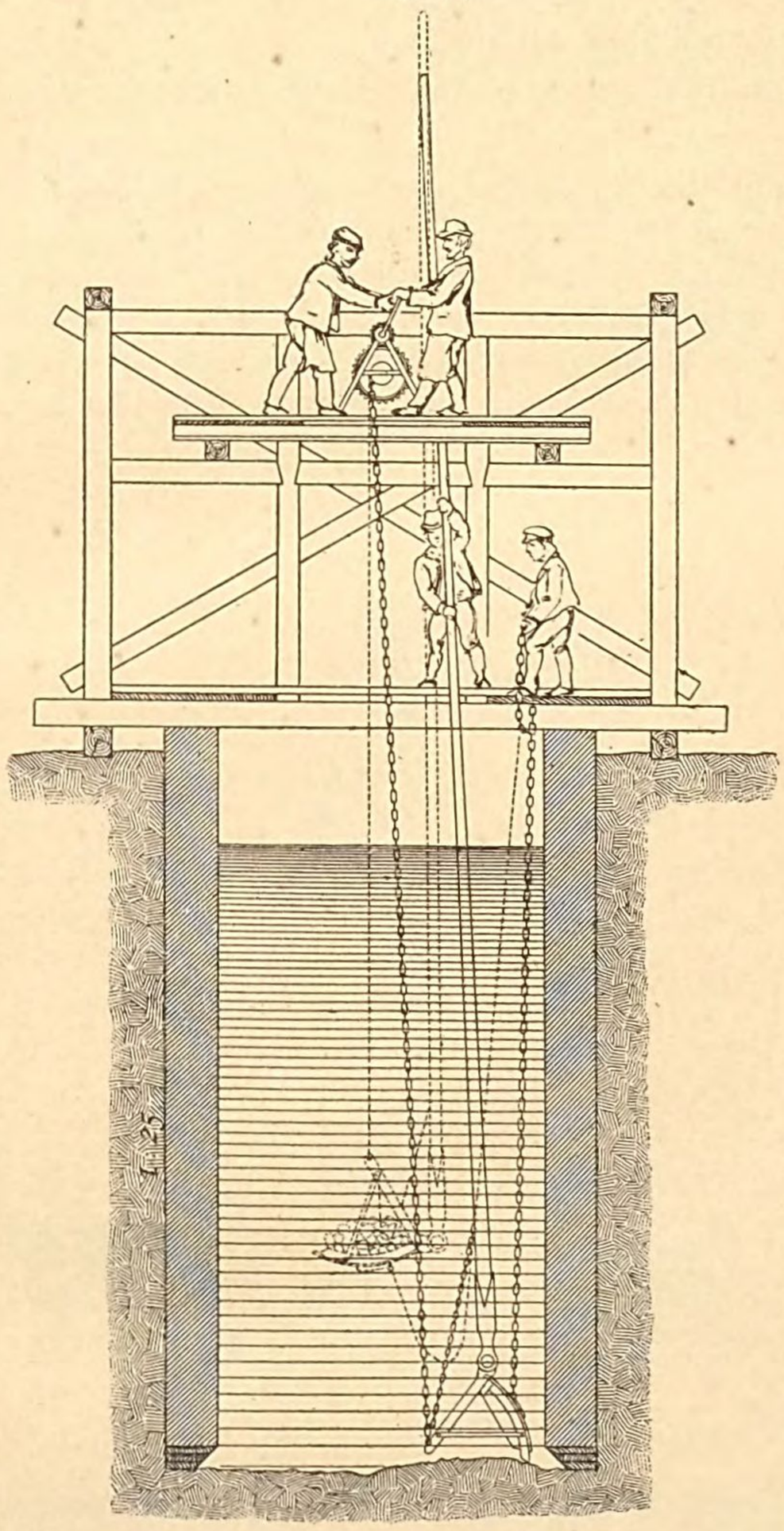
1/100 n. Gr.

Senkung der Brunnen mittels Sackbohrer.

mit Kette und Winde quer durch den Brunnen gezogen, während man den Stiel durch ein Tau gegen das Hinaufdringen ſichert [217]).

In ſchwereren Bodenarten und bei gröſserer Tiefe reicht der Sackbohrer nicht mehr aus. In ſolchen Fällen erweist ſich die indiſche Schaufel als eine eben ſo zweckmäſsige, wie einfache Grabevorrichtung.

Fig. 731.



Senkung der Brunnen mittels indiſcher Schaufel.

Fig. 732.

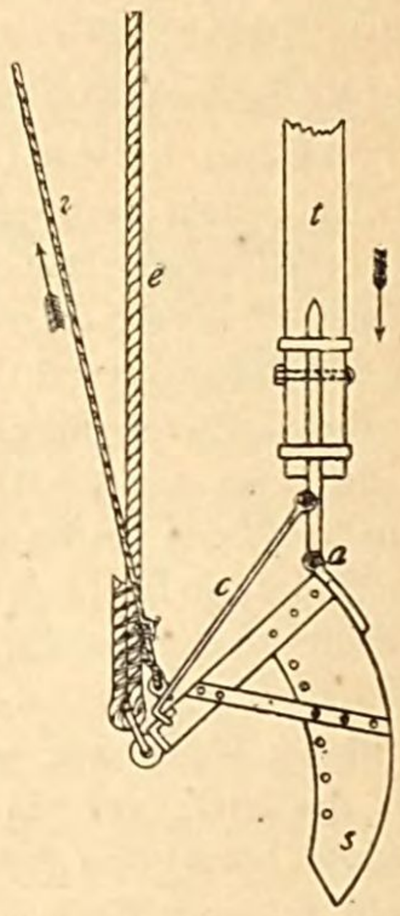
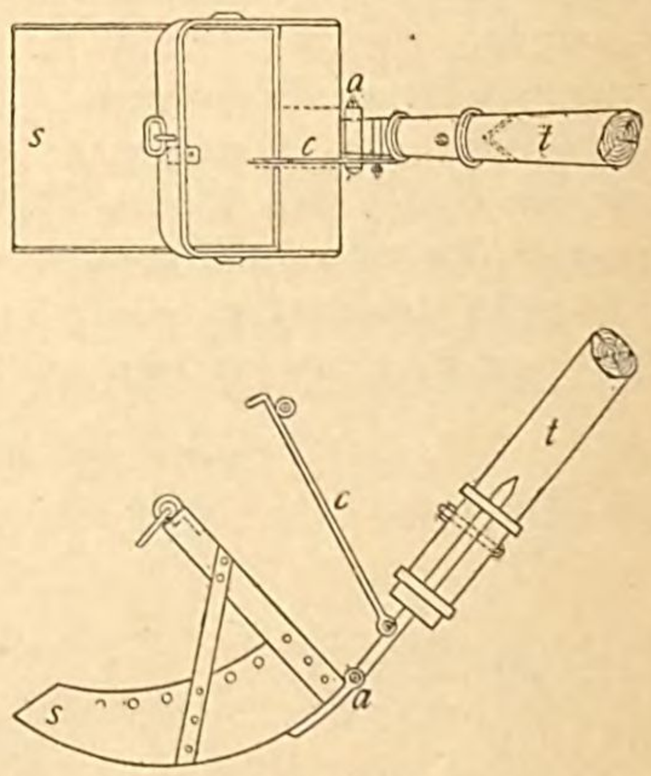


Fig. 733.



Indiſche Schaufel.

Das Baggergefäſs iſt bei dieſem Apparat als Schaufel ausgebildet; ſie iſt nach Fig. 731 bis 733 geſtaltet, etwa 70 cm lang und 60 cm breit, aus Schmiedeeiſen hergeſtellt und mit einer ſcharfen geſtählten Schneide verſehen. Die Verbindung des Stieles *t* mit der Schaufel *s* iſt mittels eines Gelenkes bei *a* bewirkt. Wenn die Schaufel hinabgelaſſen wird, ſo muſs ſie lothrecht herabhängen und in dieſer Lage feſt geſtellt ſein; letzteres kann in verſchiedener Weiſe erzielt werden, in Fig. 732 z. B. durch die Strebe *c*. Die Fixirungsvorrichtung läſſt ſich von oben aus durch ein Tau *i* auslöſen; die Grabearbeit wird gleichfalls von oben durch ein zweites Tau *e* oder eine Kette vorgenommen, welche über eine Winde gelegt wird.

Die bis auf die Brunnenſohle hinabgelaſſene Schaufel wird von 2 bis 3 Arbeitern mit Hilfe des Stieles in den Boden gedrückt; hierauf wird durch Anziehen des Seiles *i* die Feſtſtellvorrichtung *c* aus-

217) Näheres hierüber: Deutſche Bauz. 1874, S. 243.

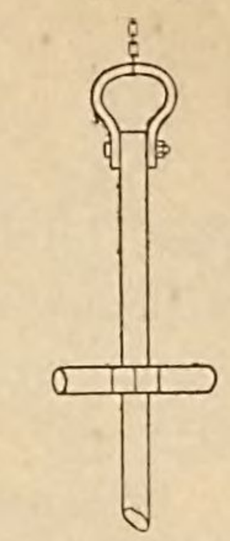
gelöst. Während nun die Arbeiter den Stiel *t* noch niederhalten, wird das Tau *e* mittels der Winde angezogen, wobei die Schaufel allmählich in die wagrechte Lage (Fig. 733) übergeht, etwas vom Bodenmaterial loslöst und aufnimmt. Wird alsdann das Tau *e* vollends aufgewunden, fo kommt die Schaufel oben an und kann ausgeleert werden.

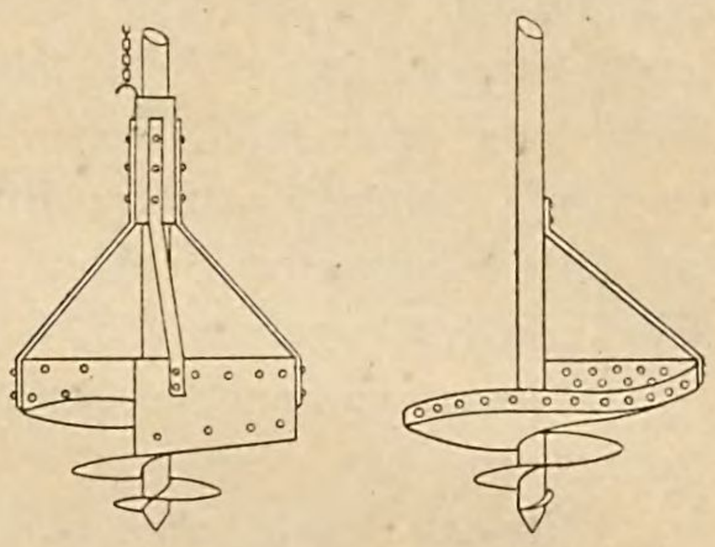
Die indifche Schaufel erfordert 6 bis 8 Arbeiter als Bedienungsmannfchaft.

In fehr grobem Kies genügt die indifche Schaufel nicht mehr; beffer bewährt fich in einem folchen Falle der Schraubenbagger (Fig. 734 u. 735), der fich auch fo herftellen läfft, dafs man ihn für weichen Boden anwenden kann.

Fig. 734.

Fig. 735.





Schraubenbagger. — 1/30 n. Gr.

Der Schraubenbagger ift im unteren Theile wie ein fchmiedeeiferner Schraubenpfahl (vergl. Art. 430, S. 305) geftaltet. Soll weicher, fchlammiger Boden gelöst werden, fo wird über dem oberften Schraubengang eine Hülfe zur Aufnahme des gewonnenen Materials angeordnet (Fig. 734); bei kiefigem Boden krempt man einfach die Ränder der Schraube auf (Fig. 735).

Bei weiteren Brunnen kommen ftatt der Stielbagger wohl auch Baggervorrichtungen mit Bodenklappen zur Anwendung. Diefe beftehen aus einem trommelartigen Behälter, deffen Boden aus 4 bis 8 central angeordneten Klappen zufammengefetzt ift. Die lothrecht herabhängenden Bodenklappen wirken eben fo wie die indifche Schaufel; hat die Löfung einer Partie Bodenmaterial ftattgefunden, fo werden die Klappen angezogen und dadurch der Boden des Behälters gefchloffen; derfelbe wird in mehr oder weniger gefülltem Zuftande emporgezogen.

Hierher gehören der *Millroy*'fche Apparat, über den in: Deutfche Bauz. 1868 (S. 470) das Nähere entnommen werden kann; ferner der Excavator von *Bruce* und *Batho*, wovon in: *Revue ind.* 1876, (S. 109 u. 110) eine eingehende Befchreibung zu finden ift; weiters eine auf demfelben Princip conftruirte Grabevorrichtung, deren in: Deutfche Bauz. 1875 (S. 32) Erwähnung gefchieht.

Leichtere Dampfbagger werden für die Brunnenfenkung im Hochbauwefen nur felten angewendet.

468. Sandpumpen.

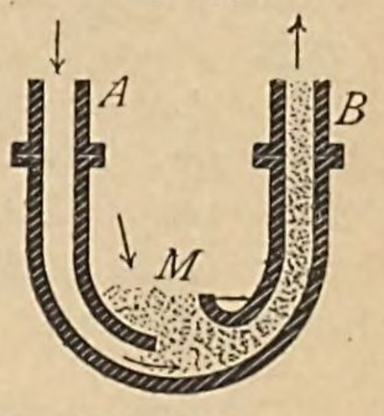
2) Sandpumpen, nach dem Princip der gewöhnlichen Kolbenpumpen eingerichtet und mit einem trommelartigen Behälter verfehen, der die gehobenen Bodenmaffen aufnimmt, eignen fich hauptfächlich für fandiges Bodenmaterial, welches in Begleitung von Waffer emporgefördert wird.

Eine eingehende Befchreibung der in Deutfchland üblichen Sandpumpe bringt: Deutfche Bauz. 1871 (S. 109). Die von *Reeve* conftruirte Sandpumpe ift in: *Engineer* 1877 (2. Sem., S. 99 u. 312) befchrieben.

469. Sonftige Grabevorrichtungen.

3) Bei Grabevorrichtungen, die nach dem Princip der Strahlpumpen oder Injectoren wirken, wird durch ein auf die Brunnenfohle reichendes Rohr Druckwaffer eingepreffft; diefes fteigt in einem zweiten Rohr empor, reifst dabei das Bodenmaterial mit fich und gelangt, mit demfelben vermengt, oben zum Ausfliefsen.

Fig. 736.



Grabevorrichtung von *Robertfon*.

Die einfachfte der hier einfchlägigen Vorrichtungen ift diejenige von *Robertfon*, deren unterer Theil in Fig. 736 dargeftellt ift; *A* ift das Rohr, durch welches das Druckwaffer eingeführt wird; letzteres fteigt im Rohre *B* empor und reifst bei *M* das Bodenmaterial mit fich [218]).

---

[218]) Näheres über diefe Vorrichtung: Deutfche Bauz. 1875, S. 31. — Andere Strahlpumpen find befchrieben in: Rziha, F. Eifenbahn-Unter- und Oberbau. 2. Band. Wien 1876. S. 38 — ferner in: Rigafche Ind.-Ztg. 1878, S. 237.

4) Von ſonſtigen Grabevorrichtungen ſind noch die nach Art der Centrifugalpumpen conſtruirten und die ſog. Heberapparate zu nennen. Letztere dürften zuerſt von *Leslie* angewendet worden ſein [219]).

Stöſst man bei den unter Waſſer vorzunehmenden Senkarbeiten auf gröſsere Steine, Holzſtücke oder ähnliche Hinderniſſe, ſo ſind dieſe mit Hilfe geeigneter Vorrichtungen, wie Teufelsklauen, Steinzangen (vergl. Art. 384, S. 270) etc. zu beſeitigen. Gelingt dies nicht, ſo muſs die Entfernung durch Taucher vorgenommen werden.

470. Gründung im offenen Waſſer.

Iſt eine Senkbrunnen-Gründung im offenen Waſſer auszuführen, ſo kann man ſie ähnlich, wie auf dem feſten Lande vornehmen, wenn man an der Bauſtelle eine entſprechend groſse Inſel ſchüttet, die bis über den Waſſerſpiegel reicht. Iſt die Schüttung einer Inſel, wegen zu groſser Waſſertiefe oder aus anderen Gründen, nicht zuläſſig, ſo hängt man den Brunnenkranz mittels Ketten an einem feſten Gerüſt oder an feſt verankerten Schiffen auf. Iſt der Schling auf der Sohle des betreffenden Waſſerlaufes angekommen, ſo kann die Aufhängung unterbleiben.

Gegen vorhandene Strömungen ſind die Brunnenpfeiler durch Steinſchüttungen zu ſichern.

471. Vollendung der Brunnen.

Iſt das Brunnenmauerwerk bis auf die erforderliche Tiefe verſenkt, ſo wird die ſchon gedachte Sohlenſchicht aus Beton hergeſtellt; dieſelbe muſs ſtets unter Waſſer ausgeführt werden (vergl. Art. 410, S. 291). Wenn dieſe Beton-Schicht vollſtändig erhärtet iſt, ſo wird der Brunnen in der Regel ausgepumpt und mit Bruchſteinen oder guten Backſteinen ausgemauert, unter Umſtänden ausbetonirt; die Betonirung kann erforderlichen Falles auch unter Waſſer vorgenommen werden.

Man hat die waſſerdichte Sohlenſchicht und die Ausfüllung des Brunnens auch noch in anderer Weiſe hergeſtellt. Sobald der Schling auf der tragfähigen Bodenſchicht angekommen iſt, wird ein kreisrunder, etwa 3 cm ſtarker Boden, deſſen Durchmeſſer der lichten Brunnenweite entſpricht, in den Brunnen hinabgelaſſen und mit einigen groſsen Steinen beſchwert. Alsdann werden einige Karren Mauerſchutt und Mörtel in den Brunnen geworfen, wodurch alle Zwiſchenräume ausgefüllt werden ſollen. Hierauf wird wieder eine Partie Steine hineingeworfen und wieder etwas Mörtel aufgebracht etc. Auf dieſe Weiſe wird die Ausfüllung des Brunnens bis über den Grundwaſſerſpiegel fortgeſetzt und dann erſt mit der Ausmauerung begonnen.

Es iſt wohl ohne Weiteres erſichtlich, daſs dies ein höchſt unvollkommenes Verfahren iſt, da von einer innigen Verbindung zwiſchen Stein und Mörtel nicht die Rede ſein kann.

Literatur

über »Senkbrunnen-Gründungen«.

Vorſchlag zu einer Gebäude-Gründung in beſonders ungünſtigem Boden. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 9, S. 203.

KÖPCKE. Pfeilerfundirung für Eiſenbahnbrücken in Indien. Zeitſchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 272.

Fundirung mit Hilfe von Schächten. Zeitſchr. f. Bauw. 1865, S. 352.

Gründungen der Kunſtbauten. Zeitſchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 278.

SONNE. Ueber Pfeilergründung durch Verſenken von Mauerwerk. Zeitſchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 174.

Maiſon fondée ſur 42 puits en beton, rue Rochechouart, à Paris. *Nouv. annales de la conſt.* 1871, S. 76.

QUASSOWSKI. Ueber Fundirungen mit Senkbrunnen nebſt Beſchreibung einiger Fälle aus der Praxis. Zeitſchr. f. Bauw. 1874, S. 297.

HOFFMANN, C. H. Ueber Senkbrunnen und Gründungsarbeiten. Baugwks.-Zeitg. 1869, S. 74, 81.

219) Der *Leslie*'ſche Heberapparat iſt beſchrieben in: Deutſche Bauz. 1873, S. 84.

3. Kapitel.

Senkröhren-Gründung.

Eben ſo wie die Fundirung auf Senkbrunnen zu den Pfeilergründungen gehört, ſind auch die Senkröhren-Fundamente unter die Pfeiler-Fundamente einzureihen. Auch in dieſem Falle iſt es lediglich die Herſtellungsweiſe der Röhrenpfeiler, wodurch ſie ſich von den Brunnenpfeilern und den maſſiv aufgeführten Fundament-Pfeilern unterſcheiden. 472. Ueberſicht.

Die Gründung auf Senkröhren oder Senkkaſten iſt mit der Brunnenfundirung in ſo fern ſehr nahe verwandt, als bei beiden die lockere, nicht tragfähige Bodenſchicht nicht abgegraben wird, ſondern durch dieſelbe hindurch ein hohler Cylinder hinabgeſenkt wird. Bei den Senkbrunnen wird dieſer Mantel gemauert oder aus Beton hergeſtellt; im vorliegenden Falle ſind es hölzerne, ſeltener eiſerne Röhren oder Kaſten, welche abgeſenkt und hierauf, ganz ähnlich wie die Senkbrunnen, mit Beton oder Mauerwerk ausgefüllt werden.

Die Verwandtſchaft zwiſchen Röhren- und Brunnengründung macht es erklärlich, daſs bisweilen beide Fundirungsmethoden zugleich bei einer und derſelben Gebäudegruppe zur Anwendung kommen. Die Bauten, welche in Berlin in der Mitte der Sechzigerjahre an den *Werder*'ſchen Mühlen ausgeführt worden ſind, ſtehen auf einem Terrain, welches an der Schleuſenſeite folgende Bodenſchichten zeigte: zunächſt 3,15 m aufgeſchütteter Boden, dann 2,50 m Torf, 1,60 m Schlick mit 65 cm ſtarken Sandadern, 1,25 m Sand und dann guter Kies; nach der Mitte der Bauſtelle zu fand ſich erſt in 15 m Tiefe ein ziemlich ſchlechter Kiesboden. Von dem urſprünglich in Ausſicht genommenen Pfahlroſt muſſte Abſtand genommen werden, weil durch die Erſchütterungen der Ramme ein benachbartes, ohnehin ſchon baufälliges Gebäude zu viel gelitten hätte. Zunächſt entſchied man ſich für die Brunnengründung und ſenkte 1,88 m im Lichten weite Senkbrunnen 8,78 m tief hinab. Da ſich jedoch dieſe Fundirung wegen der in den unteren Torfſchichten lagernden Hölzer zu ſchwierig zeigte, ſo wählte man die Kaſtengründung, und auch dieſe muſſte bald aufgegeben werden, weil die Kaſten ſchief einſanken. In Folge deſſen wählte man eine Vereinigung von Kaſten und Brunnen [220]).

Man hat nicht ſelten die Brunnen- und die Röhrengründung vollſtändig parallel neben einander geſtellt, hat beide Methoden im Princip als ganz gleich bezeichnet und den Unterſchied nur im Material des zu verſenkenden Cylinders geſucht. Indeſs iſt dieſe Anſchauung nicht ganz gerechtfertigt; denn bei Brunnenpfeilern dient der gemauerte Mantel mit der Ausfüllung zum Tragen des darauf geſetzten Baukörpers; bei der Röhrengründung trägt jedoch nur die Ausfüllung; der Mantel iſt bloſs die Hülle des Fundament-Pfeilers. Man könnte dieſe Hülle auch als eine beſondere Methode der Auszimmerung der ſchachtartigen Baugrube betrachten, ſo daſs von dieſem Geſichtspunkte aus die Röhrenpfeiler den maſſiv gemauerten Fundament-Pfeilern gewöhnlicher Art näher ſtänden, als den Brunnenpfeilern.

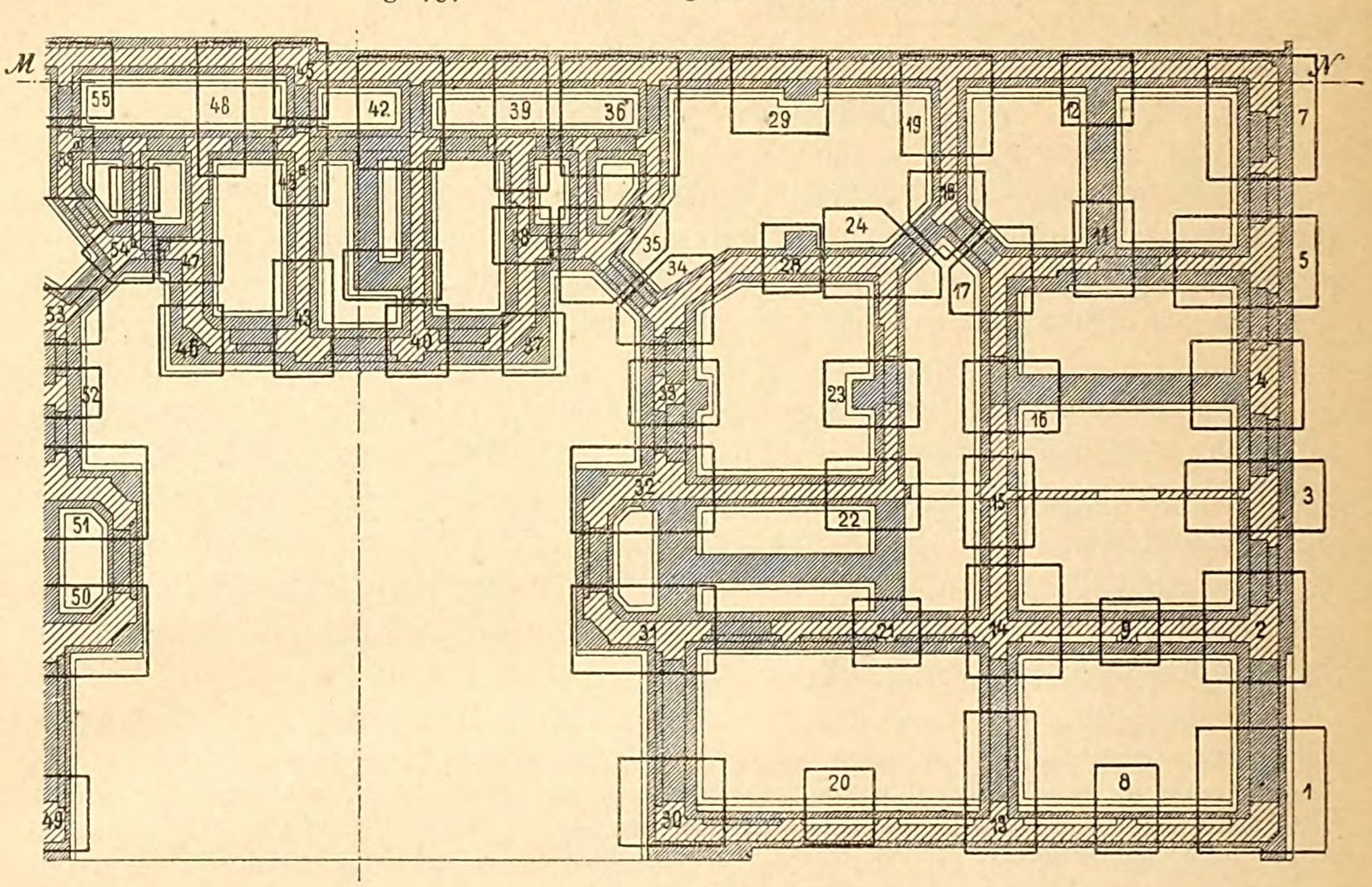
a) Hölzerne Senkkaſten.

Betreff der Zahl und der Vertheilung der hölzernen Senkröhren oder Senkkaſten im Grundplane des zu fundirenden Gebäudes gilt das bei den Senkbrunnen Geſagte (vergl. Art. 453, S. 319). Die Querſchnittsform der Kaſten iſt dem Material entſprechend zu wählen; in Folge deſſen wird der Kreis, das Oval etc. auszuſchlieſsen ſein, und es werden hauptſächlich rechteckig geſtaltete Kaſten in Anwendung kommen. Für Gebäude mit ganz regelmäſsigem Grundplan (Fig. 739) werden andere als rechteckige Querſchnittsformen für die Kaſten nicht erforderlich. Bei weniger regelmäſsig geſtaltetem Gebäudegrundriſs erhalten die Kaſten auch andere Querſchnittsformen, wie ſolches aus Fig. 737, 738 u. 740 erſichtlich iſt. 473. Anordnung und Querſchnitt.

Die Querſchnittsabmeſſungen der Kaſtenpfeiler hängen ab von der Stärke der

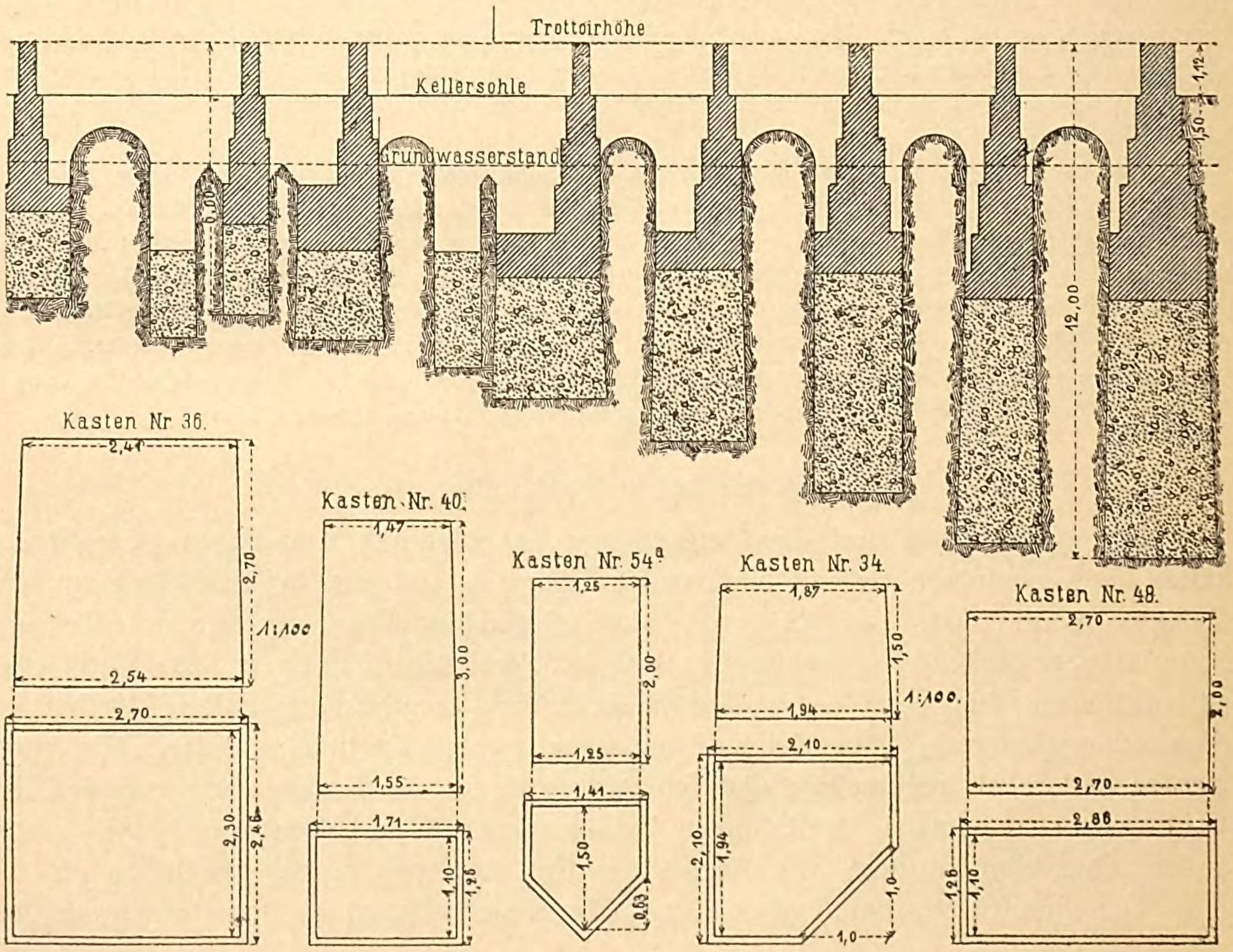
[220]) Näheres hierüber in: Zeitſchr. f. Bauw. 1865, S. 504.

Fig. 737. Grundrifs des Erdgefchoffes und Fundament-Plan.



1/200 n. Gr.

Fig. 738. Schnitt durch die Fundamente nach *MN*.

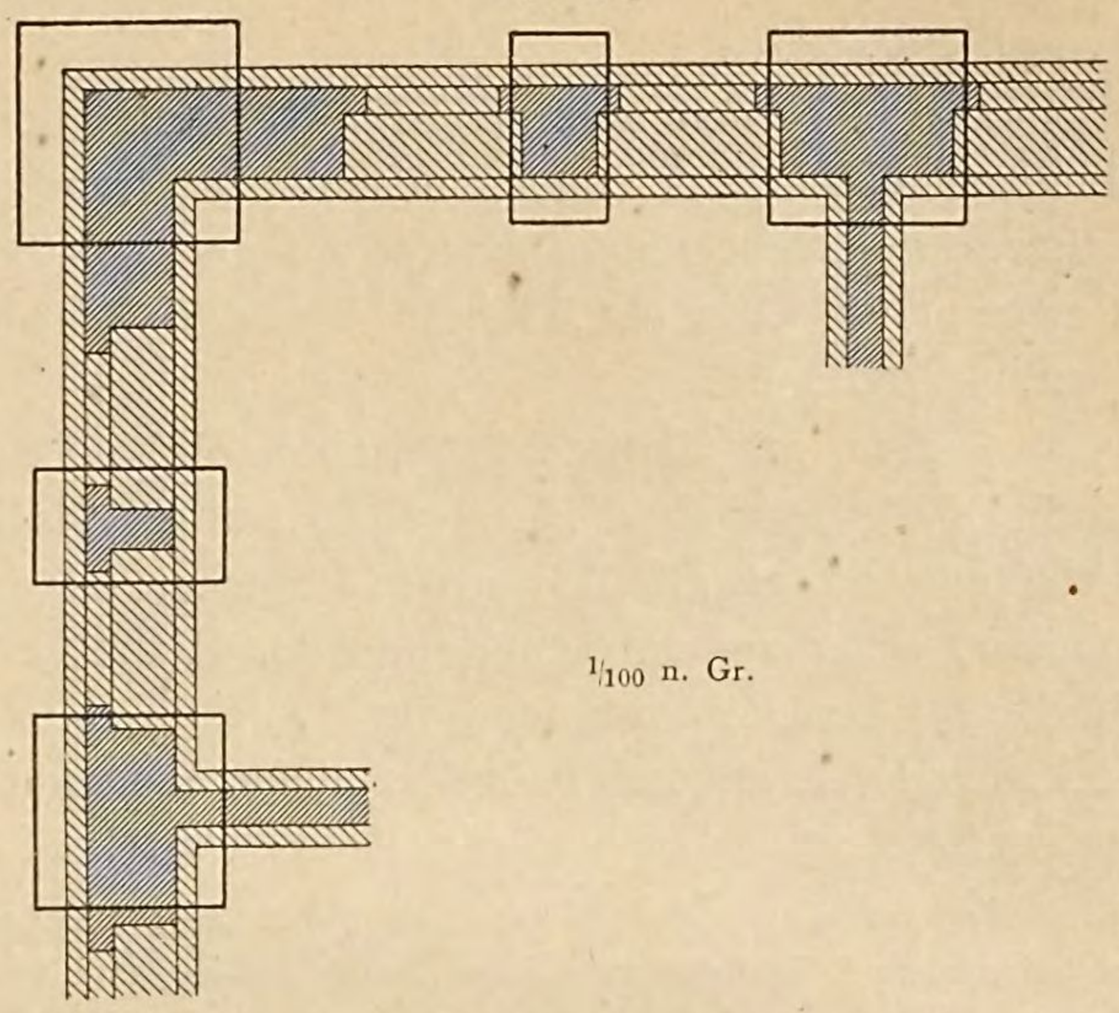


1/100 n. Gr.

Vom Lehrerhaus beim Seminar zu Berlin.

Mauern, die ſie zu tragen haben, und vom Druck, den die letzteren ausüben. In erſterer Beziehung wählt man die Kaſtenabmeſſung (Breite) winkelrecht zur Längenrichtung der zu fundirenden Mauern ſo, daſs beiderſeits ein Fundamentabſatz von 12 bis 25 cm Breite entſteht; die zweite Querſchnittsabmeſſung (Länge) wird an jenen Stellen, wo zwei Mauern gegen einander ſtoſsen oder einander durchkreuzen, nahezu eben ſo groſs gewählt; die zwiſchenliegenden Kaſten erhalten meiſt eine geringere Länge (Fig. 737 u. 739).

Fig. 739.



1/100 n. Gr.

Die Längenabmeſſung der Kaſtenpfeiler läſſt ſich, ſobald die Breite angenommen iſt, aus der Belaſtung, die ſie aufzunehmen haben, und aus der Tragfähigkeit des Baugrundes berechnen.

Beträgt die letztere K Tonnen für 1 qcm, die lothrechte Belaſtung des betreffenden Kaſtenpfeilers D Tonnen, ſo iſt der Querſchnitt f des letzteren bekanntlich

$$f = \frac{D}{10\,000\,K} \text{ Quadr.-Met.}$$

Iſt die Breite b auf Grundlage der früheren Angaben (Mauerdicke plus 24 bis 50 cm) angenommen worden, ſo ergiebt ſich die Länge

$$l = \frac{f}{b}.$$

Da man beim Ausarbeiten des Entwurfes den Druck D meiſt von vornherein nicht kennt, muſs man zunächſt für die Pfeilerlängen l eine Annahme machen. Läſſt ſich ſpäter, wenn das Project weit genug gediehen iſt, die Belaſtung D ermitteln, ſo berechnet man, wie groſs bei den angenommenen Querſchnittsabmeſſungen der Pfeiler die Belaſtung des Baugrundes ſich ergiebt. Ueberſchreitet die letztere die zuläſſige Belaſtung K, ſo muſs man entweder die Pfeilerlänge l oder die Zahl der Pfeiler vermehren, unter Umſtänden die Dicke der zu fundirenden Mauern nach unten vergröſsern.

Beim Bau der National-Galerie in Berlin waren im urſprünglichen Entwurf Zahl und Grundfläche der zur Fundirung zu verwendenden Senkkaſten ſo groſs angenommen worden, daſs eine nähere Berechnung eine Belaſtung des Baugrundes zu 11 bis 15 kg für 1 qcm ergab, eine Preſſung, welche ſonſtigen Erfahrungen gemäſs ſehr bedeutend erſchien und eine namhafte Verringerung wünſchenswerth machte. Es wurde deſshalb eine neue Anordnung ſämmtlicher Senkkaſten entworfen derart, daſs ein ziemlich gleichmäſsiger Druck von etwa nur 5,8 kg für 1 qcm hervorgebracht wurde.

Um das Senken der Kaſten zu erleichtern, läſſt man nicht ſelten den Querſchnitt

Fig. 740.

Fundament-Plan.

1/250 n. Gr.

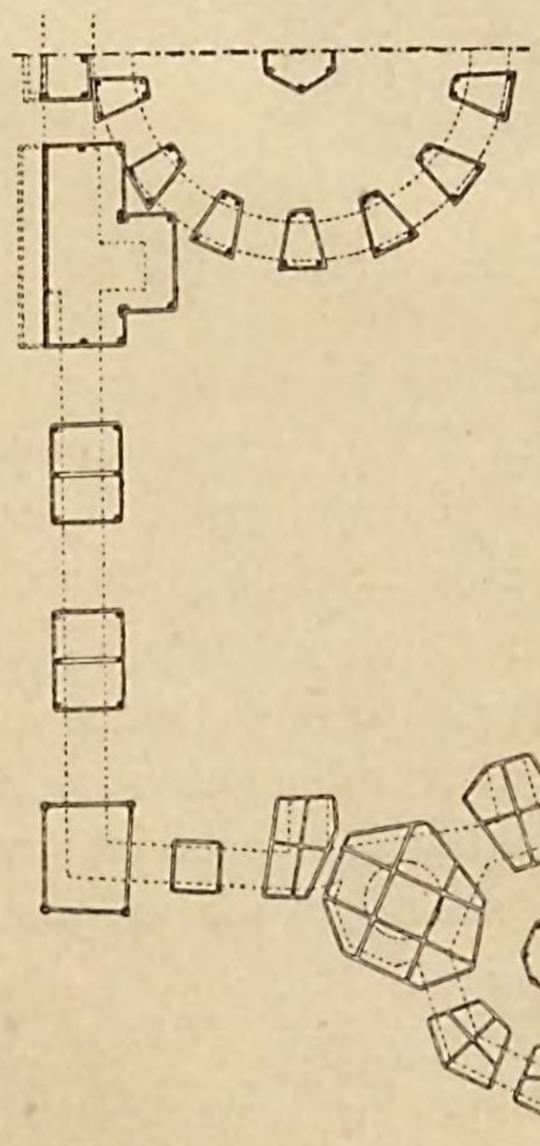
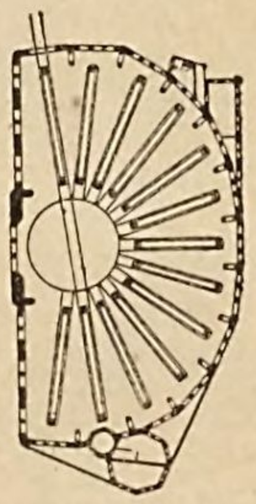


Fig. 741.

Grundriſs.

1/1000 n. Gr.



Locomotivſchuppen der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eiſenbahn in Berlin [221]).

221) Nach: Zeitſchr. f. Bauw. 1865, Bl. T.

derſelben nach oben zu abnehmen; das Verjüngungsverhältniſs beträgt $^1/_{50}$ bis $^1/_{25}$ (vergl. Fig. 738).

474. Conſtruction.

Die hölzernen Senkröhren oder Senkkaſten werden aus 4,5 bis 5,5 cm ſtarken Bohlen zuſammengeſetzt, die entweder lothrecht oder wagrecht angeordnet ſind; erſteres geſchieht hauptſächlich bei geringen Tiefen und nicht bedeutendem Erddrucke. Bei kleineren Pfeilern können ſtatt der Bohlen ſchwächere Bretter Anwendung finden.

Kaſten mit lothrecht geſtellten Bohlen müſſen durch wagrecht angeordnete Kränze, die aus etwa 15 × 15 cm ſtarken Hölzern angefertigt werden, zuſammengehalten und abgeſteift werden. Solcher Kränze ſind mindeſtens zwei, einer am oberen, einer am unteren Rande der Röhre, erforderlich. Bei gröſserer Tiefe und ſtärkerem Drucke wird noch ein Zwiſchenkranz angeordnet, der jedoch nicht etwa in halber Höhe angelegt, ſondern tiefer nach unten gerückt wird, da dort der Druck am gröſsten iſt. Der unterſte Kranz wird keilförmig zugeſchärft.

Die Senkkaſten des in Fig. 740 u. 741 angedeuteten Locomotivſchuppens haben die in Fig. 742 veranſchaulichte Conſtruction erhalten. Die Bohlen ſind 4 cm dick, oben in den Falz eines 13 × 16 cm ſtarken Kranzes eingelaſſen, unten zugeſchärft und auſsen herum mit einem gleichfalls geſchärften Kranz von 5 cm ſtarken Bohlen verſehen. Etwa 80 cm über dem unteren Rande iſt ein zweiter Kranz angeordnet.

Fig. 742.

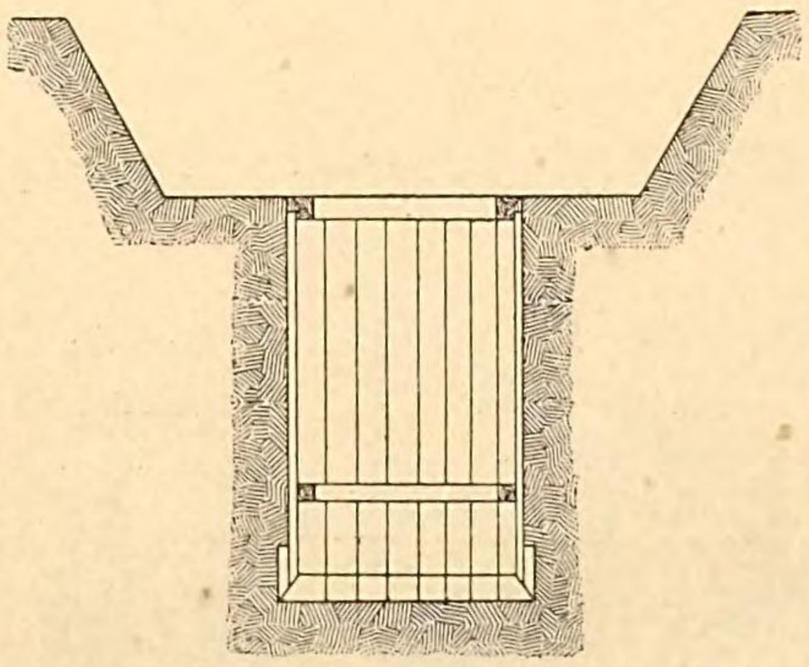
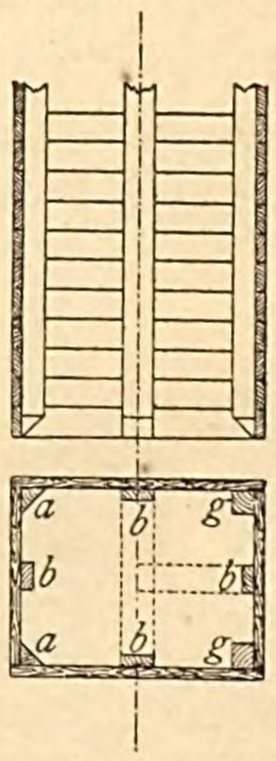


Fig. 743. Fig. 744.



Senkröhren. — $^1/_{100}$ n. Gr.

Sollen die Bohlen wagrecht liegen, wie in Fig. 743 u. 744, ſo müſſen die Ecken durch lothrecht geſtellte Kreuzhölzer *a*, *a*, *g*, *g* von etwa 10 × 10 bis 12 × 12 cm Dicke ausgeſteift werden; bei gröſseren Querſchnittsabmeſſungen der Kaſten werden noch Leiſten *b*, *b* angeordnet. Die Bohlen werden derart aufgenagelt, daſs ihr Hirnholz an den Ecken wechſelweiſe an der einen Seite frei liegt und an der anderen von einer entſprechenden Bohle bedeckt wird. Dem wechſelnden Drucke entſprechend können die Bohlen im vorliegenden Falle im oberen Theile ſchwächer gehalten werden, als im unteren. Die unterſte Bohlenlage wird häufig doppelt angeordnet, um den unteren Kaſtenrand, der beim Senken am meiſten beanſprucht wird, zu verſtärken.

Bei beiden Conſtructionen werden die Bohlen auf die Verſteifungshölzer aufgenagelt; eben ſo werden in beiden Fällen innerhalb der Kaſten während des Senkens noch vorläufige Verſtrebungen angebracht, welche theils aus wagrecht, theils aus ſchräg geſtellten Spreizen gebildet ſind. In Fig. 743 u. 744 ſind in den Grundriſſen der Senkkaſten derartige ſich kreuzende Verſtrebungshölzer angedeutet.

475. Ausführung.

Die Senkkaſten ſind ſofort in voller Höhe auszuführen und im Ganzen an die Bauſtelle zu bringen; die letztere wird hier eben ſo vorbereitet, wie bei Senkbrunnen (vergl. Art. 462, S. 325). Die Senkung kann gleichfalls, wie bei den Brunnen, vorgenommen werden; doch wird bei den Senkkaſten meiſtens ſchlieſslich der Sackbohrer (vergl. Art. 467, S. 327) angewendet. Eine künſtliche Belaſtung

des zu ſenkenden Kaſtens darf niemals fehlen, da er ſelbſt ein nur geringes Eigengewicht hat; ſie kann bloſs bei engeren Kaſten (Röhren) entbehrt werden, wenn man dieſe durch die Schläge einer Ramme zum Sinken bringt.

Iſt die Senkung bis auf die erforderliche Tiefe vollführt, ſo iſt das nunmehr einzuſchlagende Verfahren hier daſſelbe, wie bei den Senkbrunnen (vergl. Art. 471, S. 330). Auch hier wird zunächſt die nach unten dichtende Beton-Schicht hergeſtellt, nach Erhärtung derſelben das Waſſer ausgeſchöpft und die Ausmauerung vorgenommen; oder es wird der ganze Kaſten mit Beton ausgefüllt. Letzteres wird namentlich dann vorgezogen, wenn die Kaſten (Röhren) ſehr eng ſind oder wenn in Folge bedeutenden Erddruckes eine ſtarke Verſtrebung der Kaſtenwände vorgenommen werden muſſte und in Folge deſſen der Innenraum des Kaſtens nur wenig frei iſt.

Die ausgemauerten Kaſtenpfeiler werden bei ſtark nachgiebigem Baugrunde bisweilen unter einander verankert.

In einigen Fällen hat man die Kaſten bloſs mit Steinen ausgefüllt und ausgeſtampft, was ſich als vollkommen ausreichend erwieſen haben ſoll. Auch eine Ausfüllung mit ſcharfkörnigem, grobem Sande iſt nicht ausgeſchloſſen.

Ueber dem Grundwaſſerſpiegel oder, wenn dieſer tief gelegen iſt, in gröſserer Höhe wird die Mauerung der Fundament-Pfeiler in gewöhnlicher Weiſe fortgeſetzt bis zu jener Stelle, wo die Grundbogen, welche die Pfeiler mit einander verbinden ſollen, anzuſetzen ſind. Nach Aufſtellung der hierzu erforderlichen Lehrbogen wird die etwa 2 Stein ſtarke Wölbung und hierauf die Ausmauerung der Wölbzwickel vorgenommen. Stehen die Kaſten ſehr nahe an einander, ſo kann man die Verbindungs-Conſtruction auch durch Auskragen der betreffenden Steinſcharen bewirken; beide Anordnungen ſind in Fig. 737 u. 738 zu finden.

476. Anwendung.

Die Anwendung der Senkkaſten-Gründung iſt eine beſchränkte. Sie ſollte nur für geringe Fundirungs-Tiefen (4, höchſtens 5 m) angewendet werden, da man anderenfalls die Kaſten, bezw. Röhren nicht ſteif genug conſtruiren kann. Allein auch ſonſt hat ſich dieſe Gründungsmethode nur wenig Eingang verſchafft; ſie iſt hauptſächlich bloſs in den älteren preuſsiſchen Provinzen im Gebrauch und wird der Brunnengründung vorgezogen, wenn der Baugrund ein ſehr ungleichartiger iſt und ſobald in der lockeren Bodenſchicht Baumſtämme oder andere Hinderniſſe vorhanden ſind, welche die Senkung von Brunnen gefährden könnten.

b) Eiſerne Senkröhren.

477. Senkröhren.

Eiſerne Senkröhren kommen meiſt nur für Brückenpfeiler, in England wohl auch für längere Mauern zur Anwendung und werden alsdann in der Regel mit Hilfe von gepreſſter Luft verſenkt. Im Hochbauweſen ſind ſie ſehr ſelten zu Fundamenten benutzt worden; als einzige Ausführung dieſer Art iſt die im Jahre 1880 bewirkte Gründung der neuen *magaſins du Printemps* zu Paris (Arch.: *Sédille*) bekannt geworden.

Das für derlei Senkröhren am häufigſten angewendete Material iſt Gufseiſen; es beſteht die Röhre alsdann aus einzelnen cylindriſchen Trommeln, welche in demſelben Maſse über einander geſetzt werden, als die Röhre in Folge der Löſung des Bodens in den letzteren einſinkt. Die Trommeln ſind an der Ober- und Unterkante mit ringförmigen Flanſchen verſehen und werden mit dieſen und mit Hilfe von Schrauben mit einander verbunden.

Senkröhren von gröfserem Durchmeffer werden aus Eifenblechen (nach Art der Keffelnietungen) zufammengefetzt; durch L- und T-Eifen wird den Wandungen die nöthige Steifigkeit verliehen.

Die *magafins du Printemps* wurden, theils in Rückficht auf Feuerficherheit, theils um möglichft wenig an Raum zu verlieren, im Inneren der Hauptfache nach in Eifen-Conftruction ausgeführt; Decken und Dächer werden von eifernen Freiftützen (Fig. 745 u. 746[222]) getragen. Diefe fowohl, als auch die gemauerten Pfeiler, welche im Erdgefchofs die Frontmauern tragen (Fig. 747[223]), haben grofsen Belaftungen (die

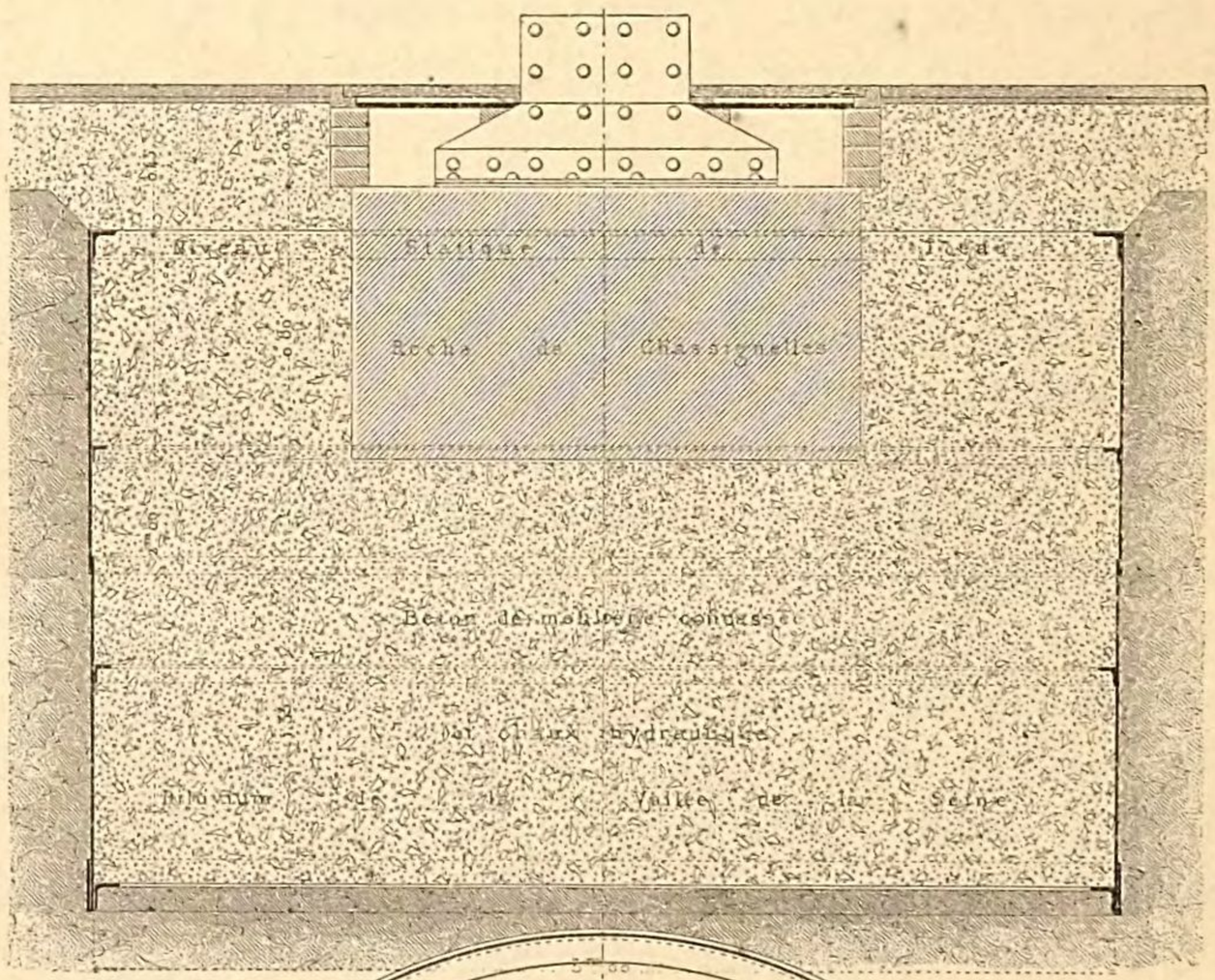


Fig. 745. Lothrechter Schnitt.

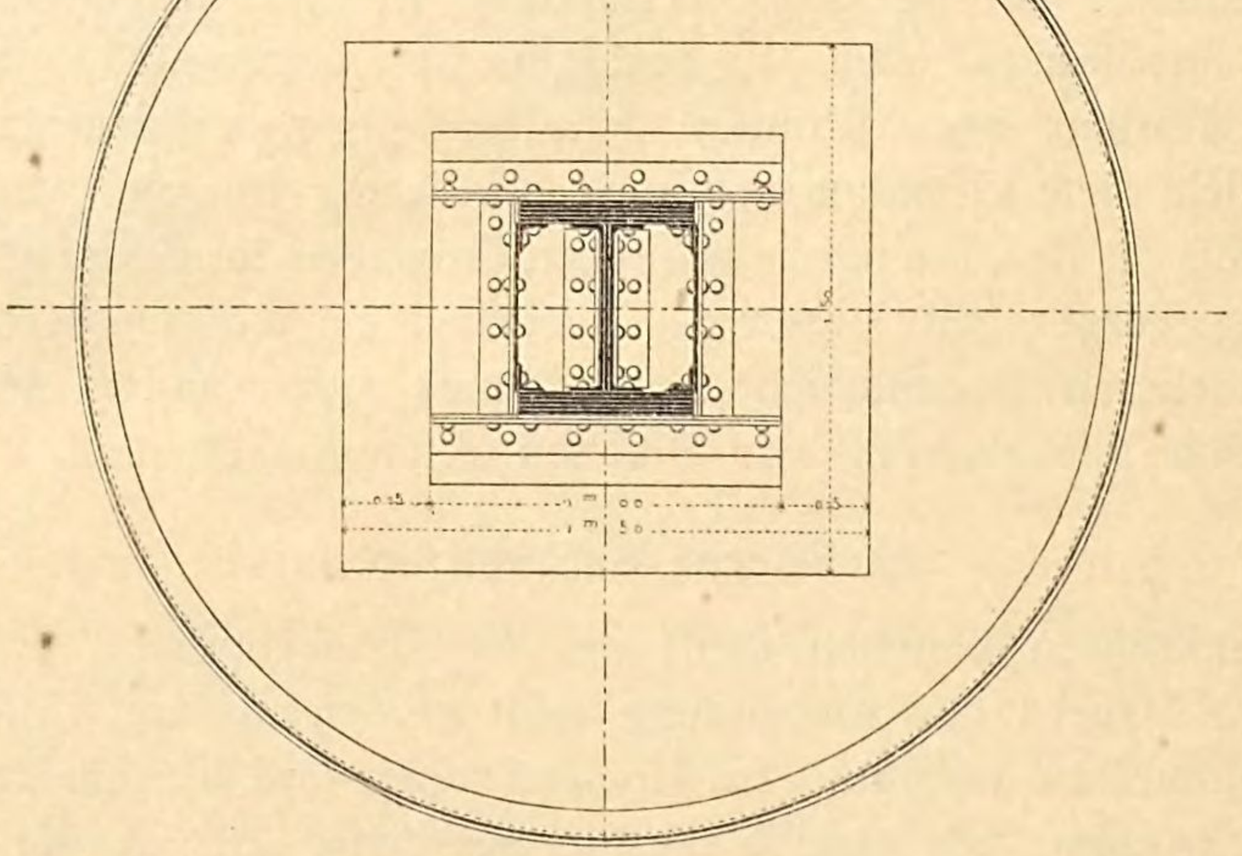


Fig. 746. Grundrifs.

Von den *magafins du Printemps* in Paris. — Gründung der eifernen Freiftützen[222]).

Arch.: *Sédille & Baudet.*

1/40 n. Gr.

gröfste Belaftung beträgt 350 t, die kleinfte 230 t) zu widerftehen. Um diefe in geeigneter Weife auf den Baugrund zu übertragen, bezw. auf eine möglichft grofse Fläche zu vertheilen, wurden für fämmtliche 46 eifernen Freiftützen der Magazins-Räume, eben fo für die fteinernen Stützen der Frontmauern, für die

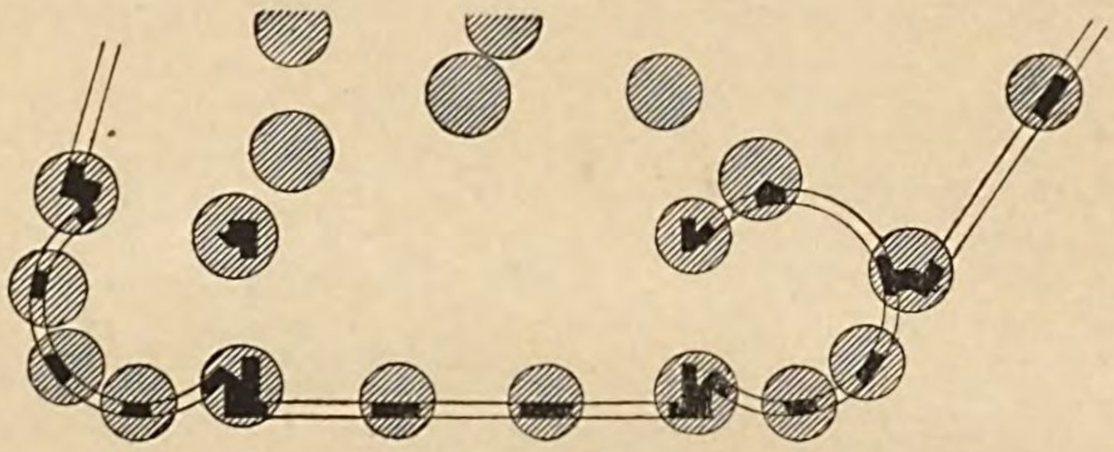
222) Facf.-Repr. nach: *Encyclopédie d'arch.* 1885, Pl. 997.
223) Nach: *Semaine des conft.*, Jahrg. 6, S. 233.

Freiſtützen der groſsen Flurhalle und der Rotunden cylindriſche Röhrenpfeiler von 2,5 bis 3,0 m Durchmeſſer verſenkt. Dieſelben erhielten 2 m Höhe, die Wandungen 4 mm Blechdicke und zur Verſteifung ringförmig gebogene Winkeleiſen von 60 × 60 × 8 mm Querſchnitt. Nach dem Verſenken wurde die Röhre mit hydrauliſchem Beton ausgefüllt. Die Mehrzahl der Brunnenpfeiler erhielt einen Durchmeſſer von 2,5 m; den ſtärker belaſteten dagegen (ſolchen mit 265 t und 350 t lothrechten Druck) wurde 3,0 m Durchmeſſer gegeben.

478. Senkung.

Eiſerne Senkröhren können eben ſo, wie die gemauerten Senkbrunnen und die hölzernen Senkkaſten verſenkt werden; indeſs iſt in den meiſten Fällen, wie oben ſchon angedeutet wurde, das pneumatiſche Senkverfahren oder die Luftdruckgründung in Anwendung gekommen. Auch bei dem eben vorgeführten Beiſpiele iſt dies geſchehen.

Fig. 747.



Von den *magaſins du Printemps* in Paris.
Theil des Fundament-Planes [223]). — 1/500 n. Gr.

Bei verſenkten Fundamenten, die auf pneumatiſchem Wege hergeſtellt werden, wird für die Löſung der lockeren Bodenſchicht an der Fundament-Sohle ein waſſerfreier Arbeitsraum mittels gepreſſter Luft geſchaffen; es wird das Waſſer mittels Preſsluft verdrängt. Die Arbeiter können, ähnlich wie in eine Taucherglocke, eintreten und die Erdgrabung vornehmen.

Mit Rückſicht auf die vereinzelte Anwendung dieſes Gründungsverfahrens ſoll hier nicht weiter auf daſſelbe eingegangen werden. Es iſt hierüber das Nähere in den auf S. 231 u. 232 angeführten Büchern über Grundbau und in den unten [224]) namhaft gemachten Sonderſchriften zu finden.

Die Senkröhren der *magaſins du Printemps* wurden vor dem Verſenken oben durch kegelförmig geſtaltete Deckel abgeſchloſſen und die Luftſchleuſen alsdann aufgeſetzt. Durch ein 70 mm weites Kautſchukrohr wurde die Preſsluft eingeführt und dadurch die Röhre waſſerfrei gemacht. Nunmehr konnte durch Arbeiter die Löſung der lockeren Bodenſchicht vollzogen werden; alsdann wurde die Röhre mit hydrauliſchem Beton ausgefüllt und der Deckel abgenommen.

Die Senkung einer Röhre dauerte 10, die Ausbetonirung derſelben ſammt den Vollendungsarbeiten 24 Stunden; ein in ſolcher Weiſe hergeſtellter Fundament-Pfeiler von 2,5 m Durchmeſſer und 2,5 m Höhe koſtete 720 Mark (ca. 900 Francs).

Die Erfahrungen, welche beim Bau der groſsen Oper in Paris gemacht worden waren (ſiehe auch Art. 407, S. 286), die Schwierigkeiten, welche ſich dort in Folge des ſtarken Grundwaſſerandranges ergeben hatten, waren hauptſächlich Veranlaſſung, daſs *Baudet*, von dem der Entwurf der Eiſen-Conſtructionen des in Rede ſtehenden Gebäudes herrührt, die Anwendung der Luftdruckgründung in das Auge faſſte; die betreffenden Arbeiten wurden unter der Leitung *Zſchokke*'s ausgeführt [225]).

---

224) Gärtner, E. Entwickelung der pneumatiſchen Fundirungsmethode etc. Wien 1879. (Sonder-Abdruck aus: Zeitſchr. d. öſt. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 41.)
Pernolet, A. *L'air comprimé et ſes applications etc.* Paris 1879.
Anspach, L. *Notice ſur les fondations par l'air comprimé etc.* Bruxelles 1880.
Brennecke, L. Ueber die Methode der pneumatiſchen Fundirungen. Petersburg 1881.

225) Eingehendere Mittheilungen über dieſe Gründung iſt zu finden in:
Grands magaſins du Printemps à Paris. Encyclopédie d'arch. 1885, S. 1.
Dupré, E. *Les fondations à l'air comprimé. Semaine des conſt.*, Jahrg. 6, S. 232.
Ferrand, S. *Les fondations à l'air comprimé aux nouveaux magaſins du Printemps. Gaz. des arch.* 1881, S. 207.

Literatur

über »Senkröhren-Gründungen«.

Weise, H. Locomotiv-Haus der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eiſenbahn zu Berlin. Zeitſchr. f. Bauw. 1865, S. 438.

Erbkam, G. Die Königliche National-Galerie. Zeitſchr. f. Bauw. 1869, S. 263.

Crampe, R. Praktiſche Erfahrung bei Gründung auf Senkkaſten. Baugwks.-Zeitg. 1870, S. 130.

Schmidt, O. Gründung auf Senkkaſten. Baugwks.-Zeitg. 1870, S. 113.

Ferrand, S. *Les fondations à l'air comprimé. Revue induſt.* 1881, S. 362.

Ferrand, S. *Les fondations à l'air comprimé aux nouveaux magaſins du Printemps. Gaz. des arch.* 1881, S. 207.

Dupré, E. *Les fondations à l'air comprimé. Semaine des conſt.*, Jahrg. 6, S. 232.

BAYERISCHE STAATS-BIBLIOTHEK MÜNCHEN

Berichtigungen:

S. 3, zwiſchen Zeile 23 u. 24 v. u. einzuſchalten: Wolfram, J. L. F. Lehrbuch der geſammten Baukunſt. Stuttgart 1833—42.

S. 13, Zeile 18 v. u.: Statt »ſenkrecht« zu leſen: »parallel«.

S. 17, » 12 v. o.: Statt »Portland-Cement-Sand-Mörtel« zu leſen: »Portland-Cement-Beton«.

S. 75, » 2 v. o.: Statt »her-« zu leſen: »an-«.

S. 155, » 16 v. o.: Statt »115.« zu leſen: »125.«.

Soeben ist erschienen:

Die Hochbau-Constructionen. Des **„Handbuches der Architektur“** III. Theil. — Band 1: **Constructions-Elemente in Stein, Holz und Eisen; Fundamente.** 21 1/8 Bogen Text mit 747 in den Text eingedruckten Abbildungen und 1 in den Text eingehefteten lithogr. Tafel. Preis: 15 Mark.

In der Literatur des Hochbauwesens fehlt es allerdings an Büchern über „Bauconstructionslehre“ nicht; dennoch wird dieser Gegenstand im III. Theile des „Handbuches der Architektur“ *zum ersten Male streng wissenschaftlich* behandelt. Um dies zu ermöglichen, musste die seither übliche Anordnung und Gliederung des Stoffes, bei welcher das Material und das Baugewerke zu sehr in den Vordergrund trat und bei der lästige Wiederholungen unausweichlich waren, verlassen und ein neuer, auf wissenschaftlicher Basis aufgebauter Organismus geschaffen werden. Ein Blick auf die Innenseiten des Umschlages des vorliegenden Bandes zeigt den gewählten Aufbau der „Hochbau-Constructionen“ und lässt ohne Mühe das Eigenartige desselben, zugleich aber auch ein System erkennen, durch welches Theorie und Praxis in gleichem Maasse befriedigt werden.

Der vorliegende 1. Band der „Hochbau-Constructionen“ zeigt sofort die neue und eigenartige Behandlungsweise der einschlägigen Materie. Nachdem in kurzen und präcisen Thesen die *„Grundsätze für die Construction“* aufgestellt worden sind, beginnen als erste Abtheilung die *„Constructions-Elemente“*. Zum ersten Male werden hier die einfachsten Constructionen, welche bei den verschiedenartigen steinernen, hölzernen und eisernen Gebäudetheilen vorzukommen pflegen, unter gemeinsamem Gesichtspunkte betrachtet und den übrigen constructiven Anlagen vorausgeschickt. Hierdurch wird nicht nur die stets zweckmässige Steigerung vom Einfachen zum Complicirteren erzielt; es wird vor Allem eine Grundlage für die weniger einfachen Constructionen geschaffen, und es werden fortgesetzte Wiederholungen und Hinweise auf Vorhergegangenes vermieden. So werden z. B. die Säulen und die sonstigen Freistützen, gleichgiltig, ob sie zum Tragen einer Einzellast, eines Altans, einer Decken-Construction, eines Dachstuhles etc. bestimmt sind, einer ganz allgemeinen Behandlung unterzogen, so dass bei der später folgenden Betrachtung von Gewölben, Balkendecken, Dächern etc. dieser stützende Constructionstheil gleichsam fertig dasteht etc.

Allein nicht nur diese Anordnung des Stoffes ist eine völlig neue und eigenartige; auch die Behandlung der Materie selbst bringt eine Fülle neuer Gesichtspunkte und eine Menge von in solchem Zusammenhange noch nicht zusammengestellten Anschauungen. Was z. B. im Kapitel „Stein-Constructionen im Allgemeinen“ geboten wird, ist in solcher Wissenschaftlichkeit und Uebersichtlichkeit wohl noch niemals vorangestellt worden, und die Kapitel „Steinverband“ und „Steinverbindung“ bewegen sich keineswegs in den althergebrachten, sattsam bekannten Bahnen, sondern zeigen eine originelle Gliederung und Behandlung. Ebenso ist z. B. dasjenige, was im Abschnitt „Constructions-Elemente in Holz“ zusammengefasst wird, nicht etwa eine Lehre von den „Holzverbindungen“ wie sie in jedem Buche über „Zimmerwerkskunde“ zu finden ist, sondern eine für den wissenschaftlich gebildeten Architekten abgefasste Zusammenstellung der einfacheren Holzconstructionen, unter Benutzung der Grundlagen, welche die „Statik der Bauconstructionen“ darbietet etc. etc.

Nicht minder eigenartig ist der Vorgang in der zweiten Abtheilung des vorliegenden Bandes: *Fundamente.* Die Lehre von den Gründungen wurde in den meisten Büchern über Bauconstructionslehre seither geradezu wie ein Stiefkind behandelt (in einem eben noch erscheinenden Werke dieser Art sind nur 26 Seiten diesen wichtigen Anlagen gewidmet). Daher mag es auch kommen, dass auf dem Gebiete der Fundirungen so viel Veraltetes und so viel mit Vorurtheilen Behaftetes noch heute zu finden ist. Beidem zu begegnen und eine wissenschaftliche Anleitung zur rationellen Construction und Ausführung der Fundamente zu geben, ist der Zweck der in Rede stehenden Abtheilung, welche nahezu 7 Bogen einnimmt. Es sei hier besonders auf das Kapitel „Constructions-Bedingungen“ aufmerksam gemacht, in welchem dem Publicum zum ersten Male eine „Theorie des Grundbaues“ geboten wird.

Zum Schlusse sei noch bemerkt, dass die streng wissenschaftliche und eigenartige Behandlung, welche die „Hochbau-Constructionen“ im „Handbuch der Architektur“ erfahren, auch in den 1881—84 erschienenen Bänden dieses Theiles ersichtlich ist, nämlich: Band 4 (Künstliche Beleuchtung, Heizung und Lüftung, Wasserversorgung), Band 5 (Koch-, Spül-, Wasch- und Bade-Einrichtungen; Entwässerung und Reinigung der Gebäude; Ableitung des Haus-, Dach- und Hofwassers, Aborte und Pissoirs; Entfernung der Fäcalstoffe aus den Gebäuden) und Band 6 (Sicherungen gegen Einbruch; Anlagen zur Erzielung einer guten Akustik; Glockenstühle; Sicherungen gegen Feuer, Blitzschlag, Bodensenkungen und Erderschütterungen; Stützmauern, Terrassen, Freitreppen und Rampen-Anlagen; Behandlung der Trottoire und Hofflächen, Vordächer, Eisbehälter).

Darmstadt, im März 1886.

Die Verlagshandlung

J. P. Diehl (Arnold Bergsträsser).

II. Abth. Fundamente.

Bearbeiter: Professor Dr. SCHMITT in Darmstadt.

Fundament und Baugrund. — Aufgebaute Fundamente. — Versenkte Fundamente.

III. Abth. Raumbegrenzende Constructionen.

Bearbeiter: Professor BARKHAUSEN in Hannover, Professor EWERBECK in Aachen, Professor KÖRNER in Braunschweig, Professor MARX in Darmstadt, Bauinspector SCHWERING in Hannover, Baurath Professor WEINBRENNER in Karlsruhe, Professor Dr. WINKLER in Berlin.

Seitlich begrenzende Constructionen: Wände. Wand-Oeffnungen. Gesimse. Einfriedigungen, Brüstungen, Geländer, Balcons und Erker. — Nach oben begrenzende Constructionen: Gewölbte Decken. Balken-Decken. Sonstige Decken-Constructionen. Dächer und Dachformen. Dachstuhl-Constructionen. Dachdeckungen. Sonstige Constructionstheile der Dächer.

IV. Abth. Constructionen des inneren Ausbaues.

Bearbeiter: Civilingenieur DAMCKE in Berlin, Privatdocent EDELMANN in München, Professor H. FISCHER in Hannover, Baumeister KNAUFF in Berlin, Geh. Finanzrath KÖPCKE in Dresden, Professor KÖRNER in Braunschweig, Director Professor LUTHMER in Frankfurt a. M., Professor MARX in Darmstadt, Civilingenieur PH. MAYER in Wien, Baurath ORTH in Berlin, Baurath SALBACH in Dresden, Professor Dr. SCHMITT in Darmstadt, Professor WAGNER in Darmstadt.

Fenster und Thüren. — Anlagen zur Vermittelung des Verkehres in den Gebäuden: Treppen. Fahrstühle und Aufzüge. Sprachrohre, Haus- und Zimmertelegraphen. — Behandlung der Wand-, Decken- und Fussbodenflächen. Decorativer Ausbau. — Anlagen zur Versorgung der Gebäude mit Licht und Luft, Wärme und Wasser: Künstliche Beleuchtung der Räume. Heizung und Lüftung der Räume. Wasserversorgung der Gebäude. — Koch-, Entwässerungs- und Reinigungs-Anlagen: Koch-, Spül-, Wasch- und Bade-Einrichtungen. Entwässerung und Reinigung der Gebäude. Ableitung des Haus-, Dach- und Hofwassers. Aborte und Pissoirs. Entfernung der Fäcalstoffe aus den Gebäuden. — Sonstige Constructionen des inneren Ausbaues: Sicherungen gegen Einbruch. Anlagen zur Erzielung einer guten Akustik. Glockenstühle.

V. Abth. Verschiedene bauliche Anlagen.

Bearbeiter: Professor EWERBECK in Aachen, Bauinspector SPILLNER in Aachen.

Sicherungen gegen Feuer, Blitzschlag, Bodensenkungen und Erderschütterungen. Stützmauern und Terrassen, Freitreppen und Rampen-Anlagen. Behandlung der Trottoire und Hofflächen; Vordächer und Eisbehälter.

Anhang: Bauführung.

Bearbeiter: Professor WAGNER in Darmstadt.

Vierter Theil.

ENTWERFEN, ANLAGE UND EINRICHTUNG DER GEBÄUDE.

I. Abth. Die architektonische Composition.

Bearbeiter: Professor BOHNSTEDT in Gotha, Professor BÜHLMANN in München, Professor A. THIERSCH in München, Professor WAGNER in Darmstadt.

Allgemeine Grundzüge. — Die Proportionen in der Architektur. — Die Anlage des Gebäudes. — Gestaltung der äufseren und inneren Architektur. — Vorräume, Treppen-, Hof- und Saal-Anlagen.

II. Abth. Gebäude für die Zwecke des Wohnens, des Handels und Verkehres.

Bearbeiter: Professor AUER in Wien, Baurath Professor ENDE in Berlin, Bauräthe KYLLMANN und HEYDEN in Berlin, Oberbaurath Professor Dr. v. LEINS in Stuttgart, Architekt LINNEMANN in Frankfurt a. M., Eisenbahnbau-Inspector G. MEYER in Berlin, Ober-Bauinspector H. MEYER in Oldenburg, Postbaurath NEUMANN in Erfurt, Reg.-Baumeister SCHWECHTEN in Berlin, Professor WAGNER in Darmstadt, Architekt WALLOT in Berlin.

Wohngebäude. — Gebäude für Handel und Verkehr. — Gebäude für Post- und Telegraphenverkehr. — Gebäude für Eisenbahn-, Schifffahrts-, Zoll- und Steuerzwecke.

III. Abth. Gebäude für landwirthschaftliche und Approvisionirungs-Zwecke.

Bearbeiter: Baurath ENGEL in Berlin, Professor GEUL in München, Stadt-Baurath OSTHOFF in Plauen i. V., Professor Dr. SCHMITT in Darmstadt.

Landwirthschaftliche Gebäude: Ställe. Feimen, Scheunen und Getreidemagazine. Gröfsere landwirthschaftliche Complexe. — Gebäude für Approvisionirungs-Zwecke: Schlachthöfe und Viehmärkte. Markthallen und Marktplätze. Brauereien, Mälzereien und Brennereien.

[Fortsetzung auf der 4. Seite des Umschlages]

IV. Abth. Gebäude für Erholungs-, Beherbergungs- und Vereinszwecke.

Bearbeiter: Oberbaurath Profeſſor DURM in Karlsruhe, Reg.-Baumeiſter und Architekt von der HUDE in Berlin, Architekt LIEBLEIN in Frankfurt a. M., Architekt MYLIUS in Frankfurt a. M., Profeſſor REINHARDT in Stuttgart, Profeſſor Dr. SCHMITT in Darmſtadt, Profeſſor WAGNER in Darmſtadt.

Schank- und Speiſe-Locale, Kaffeehäuſer und Reſtaurants; Volksküchen und Speiſe-Anſtalten für Arbeiter; Volks-Kaffeehäuſer. — Oeffentliche Vergnügungs-Locale und Feſthallen. — Hotels, Gaſthöfe niederen Ranges, Schlafhäuſer und Herbergen. — Baulichkeiten für Cur- und Badeorte. — Gebäude für Geſellſchaften und Vereine. — Baulichkeiten für den Sport. — Sonſtige Baulichkeiten für Vergnügen und Erholung.

V. Abth. Gebäude für Heil- und ſonſtige Wohlfahrts-Anſtalten.

Bearbeiter: Oberbaurath und Geh. Regierungsrath FUNK in Cöln, Profeſſor v. GRUBER in Wien, Profeſſor HENRICI in Aachen, Stadt-Baurath OSTHOFF in Plauen i. V., Baurath PAUL in Wien, Stadtbaumeiſter STÜBBEN in Cöln.

Krankenhäuſer und andere Heilanſtalten. — Pfleg- und Verſorgungshäuſer. — Bade-, Schwimm- und Waſchanſtalten.

VI. Abth. Gebäude für Erziehung, Wiſſenſchaft und Kunſt.

Bearbeiter: Land-Bauinſpector EGGERT in Straſsburg, Baurath Profeſſor ENDE in Berlin, Architekten FELLNER & HELMER in Wien, Baurath JUNK in Berlin, Hofbaumeiſter KERLER in Donaueſchingen, Profeſſor KÖRNER in Braunſchweig, Kreis-Bauinſpector KORTÜM in Göttingen, Oberbaurath Profeſſor LANG in Karlsruhe, Oberbaurath Profeſſor Dr. v. LEINS in Stuttgart, Architekt LINDHEIMER in Frankfurt a. M., Reg.-Baumeiſter MESSEL in Berlin, Profeſſor REINHARDT in Stuttgart, Reg.-Baumeiſter SCHWECHTEN in Berlin, Profeſſor SOMMER in Frankfurt a. M., Geh. Ober-Regierungsrath SPIEKER in Berlin, Baurath Profeſſor STAHL in Stuttgart, Regierungs- u. Baurath v. TIEDEMANN in Berlin, Profeſſor WAGNER in Darmſtadt.

Gebäude für Erziehung und Unterricht: Niedere Lehranſtalten. Höhere Lehranſtalten. Univerſitäten. Techniſche Hochſchulen und Akademien. Sonſtige Lehr- und Erziehungsanſtalten. — Gebäude für Sammlungen und Ausſtellungen: Muſeen. Archive. Pflanzenhäuſer. Ausſtellungsgebäude. Sonſtige Gebäude für Sammlungen und Ausſtellungen. — Gebäude für theatraliſche und andere künſtleriſche Aufführungen: Theater. Concert- und Saalgebäude. Circus- und Hippodrom-Gebäude.

VII. Abth. Gebäude für Verwaltung und Geſetzgebung.

Bearbeiter: Profeſſor BLUNTSCHLI in Zürich, Kreis-Bauinſpector KORTÜM in Göttingen, Oberbaurath v. LANDAUER in Stuttgart, Ober-Bauinſpector H. MEYER in Oldenburg, Stadt-Baurath OSTHOFF in Plauen i. V., Major RICHTER in Dresden, Reg.-Baumeiſter SCHWECHTEN in Berlin, Reg.-Baumeiſter UNGER in Bonn.

Gebäude für die Zwecke der Civilverwaltung: Stadt- und Rathhäuſer. Gebäude für Provinz- und Staatsbehörden. Miniſter-, Botſchafter- und Geſandtſchafts-Hotels. Sonſtige öffentliche und private Adminiſtrations- und Kanzlei-Gebäude. — Gebäude für öffentliche Rechtspflege: Juſtizpaläſte und Gerichtsgebäude. Gefangenhäuſer, Zuchthäuſer, ſo wie andere Straf- und Beſſerungs-Anſtalten. — Gebäude für die Zwecke der Militärverwaltung. — Gebäude für die Landesvertretung.

VIII. Abth. Gebäude und Denkmale für Gottesverehrung, ſo wie zur Erinnerung an denkwürdige Ereigniſſe und Perſonen.

Bearbeiter: Geh. Oberbaurath Profeſſor ADLER in Berlin, Oberbaurath Profeſſor DURM in Karlsruhe, Profeſſor EWERBECK in Aachen, Baurath ORTH in Berlin.

Gebäude für kirchliche Zwecke. — Architektoniſche Denkmale. — Bildneriſche Denkmale. — Baulichkeiten und Denkmale für den Todten-Cultus.

Anhang: Städte-Anlagen und Stadt-Erweiterungen.

Bearbeiter: Stadtbaumeiſter STÜBBEN in Cöln.

Zink-Hochätzungen aus der photo-chemigraphiſchen Anſtalt von C. ANGERER & GÖSCHL in Wien.
Die lithographirte Tafel aus der lithogr.-art. Anſtalt von FERDINAND WIRTZ in Darmſtadt.
Druck von GEBRÜDER KRÖNER in Stuttgart.

☞ **Ausführliche Proſpecte des „Handbuchs der Architektur“ ſind durch jede Buchhandlung des In- und Auslandes zu beziehen.**

Ein Verzeichniſs der bisher erſchienenen Bände ſammt deren Inhaltsangabe befindet ſich auf dem erſten Blatte des vorliegenden Bandes.

H. Heinrich
BUCHBINDEREI · EINBAUMUNGEN
84056 Rottenburg
Telefon 0 87 81 / 58 77

1/03

BSB Bayerische StaatsBibliothek
MDZ Münchener DigitalisierungsZentrum Digitale Bibliothek

Constructions-Elemente in Stein, Holz und Eisen

Darmstadt 1886
4 A.civ. 44 y,III-1
urn:nbn:de:bvb:12-bsb11851732-4